



Universidad
Zaragoza

ANEXOS

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE
INDUSTRIAL PARA PRODUCCIÓN DE RECIPIENTES
METÁLICOS

CALCULATION AND STRUCTURAL DESIGN OF AN
INDUSTRIAL WAREHOUSE FOR PRODUCTION OF
METAL CONTAINERS

Autor/es

ERWING DANIEL MARTÍNEZ VÁSQUEZ

Director/es

VICTOR TABUENCA CINTORA

ÍNDICE DE LOS ANEXOS

A ANEXO I – FICHAS CARTOGRÁFICA	4
B ANEXO II - POLÍGONO INDUSTRIAL Y NORMATIVA URBANÍSTICA	5
C ANEXO III - PROGRAMA CONTRA INCENDIOS	12
D ANEXO IV CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA	16
1 GENERALIDADES.....	16
1.1 NORMATIVA Y REGULACIÓN NACIONAL	16
1.2 MODELOS DE CÁLCULO Y COMPROBACIÓN.....	16
1.3 CLASES DE SECCIONES Y COMPORTAMIENTO	17
2 COMPROBACIÓN DE UNA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS	17
2.1 ACCIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y SIMULTANEIDAD	18
2.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	19
2.3 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA	19
2.4 DEFORMACIONES ADMISIBLES	20
2.5 GEOMETRÍA.....	20
2.5 UBICACIÓN	22
3 DISEÑO PREVIO Y TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	23
3.1 CERRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	23
3.2 ESTRUCTURA PORTANTE Y HORIZONTAL	24
4 CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	25
4.1 PERMANENTES	25
4.1.1 CARGAS MUERTAS	25
4.2 VARIABLES	26
4.2.1 NIEVE	26
4.2.2 VIENTO.....	27
4.2.3 CARGAS DEL PUENTE GRÚA	37
4.2.4 TÉRMICAS	38
4.3 ACCIDENTALES.....	38
4.3.1 SÍSMICAS.....	38
4.3.2 INCENDIO.....	38
5 CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA	38
5.1 NORMATIVA.....	38
5.1 VIGAS CARRIL Y MÉNSULAS.....	39
5.1.1 VIGA CARRIL	39
5.1.2 MÉNSULA.....	48
5.2 CORREAS.....	49
5.2.1 CORREAS LATERALES	50
5.2.2 CORREAS FRONTALES	57
5.2.3 CORREAS SUPERIORES.....	59
5.3 ARRIOSTRAMIENTOS	66
5.3.1 ARRIOSTRAMIENTOS SUPERIORES	66
5.3.2 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES.....	71
5.3.3 ARRIOSTRAMIENTOS INTERMEDIO	74
5.4 PÓRTICO HASTIAL.....	77
5.4.1 PILARES INTERMEDIOS	77
5.4.2 DINTEL	84
5.4.3 PILARES EXTERIORES	91
5.5 PÓRTICO PRINCIPAL.....	95

5.5.1 PILAR EXTERIOR	100
5.5.2 PILAR INTERMEDIO	103
5.5.3 DINTEL CON CARTELAS	106
6 UNIONES DE LA ESTRUCTURA	109
6.1 UNIONES DE LOS PILARES	109
6.2 UNIONES DE LOS DIENTES	134
6.3 UNIONES DE LA BASE	150
6.4 UNIONES DE ELEMENTOS	162
7 CIMENTACIÓN	168
7.1 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	168
7.2 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS	168
8 DETALLES CONSTRUCTIVOS AUXILIARES	175
9 ANÁLISIS DE LAS UNIONES POR MEF	179
9.1 ANÁLISIS DE UNIONES INDEPENDIENTES	180
9.2 ANÁLISIS DE NUDOS (UNIONES MÚLTIPLES)	191
10 CONCLUSIÓN DEL CÁLCULO	198

A ANEXO I – FICHAS CARTOGRÁFICAS



DATOS DESCRIPTIVOS DEL INMUEBLE

Localización:
 SC PORTAL EL Suelo
 50700 CASPE [ZARAGOZA]

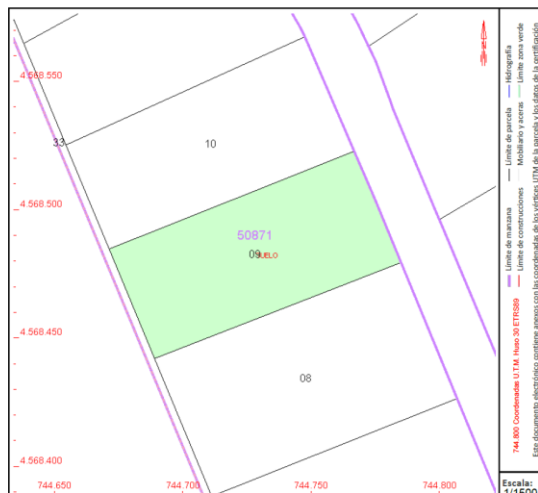
Clase: URBANO
 Uso principal: Suelo sin edif.
 Superficie construida:
 Año construcción:

CONSULTA DESCRIPTIVA Y GRÁFICA DE DATOS CATASTRALES DE BIEN INMUEBLE

Referencia catastral: 5087109YL4658N0001YT

PARCELA

Superficie gráfica: 4.796 m2
 Participación del inmueble: 100,00 %
 Tipo:



DATOS DESCRIPTIVOS DEL INMUEBLE

Localización:
 SC PORTAL EL Suelo
 50700 CASPE [ZARAGOZA]

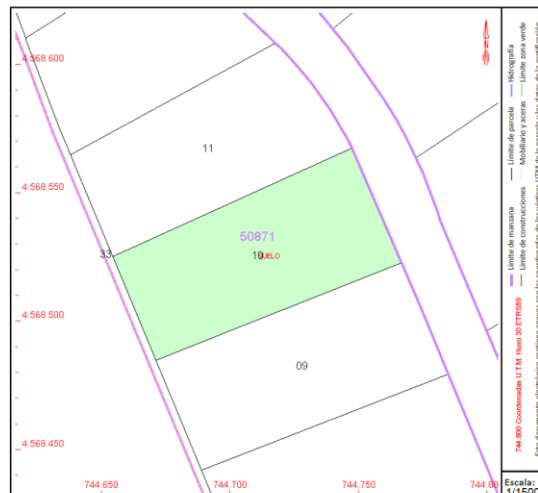
Clase: URBANO
 Uso principal: Suelo sin edif.
 Superficie construida:
 Año construcción:

CONSULTA DESCRIPTIVA Y GRÁFICA DE DATOS CATASTRALES DE BIEN INMUEBLE

Referencia catastral: 5087110YL4658N0001AT

PARCELA

Superficie gráfica: 4.726 m2
 Participación del inmueble: 100,00 %
 Tipo:



B ANEXO II - POLÍGONO INDUSTRIAL Y NORMATIVA URBANÍSTICA

PLAN PARCIAL DE LA ZONA INDUSTRIAL EL PORTAL, EN CASPE (ZARAGOZA). NORMAS URBANÍSTICAS.

1. DISPOSICIONES GENERALES

Art. 1.- Objeto

El presente documento tiene por objeto la reglamentación del uso y de la edificación de los suelos incluidos en su ámbito. El objetivo de las presentes normas urbanísticas es garantizar la adecuada inserción de los terrenos objeto de desarrollo en el territorio, su conexión con las redes y servicios necesarios para su puesta en funcionamiento sin perjuicio de la funcionalidad de las existentes, su adaptación al entorno y su articulación con las determinaciones del planeamiento urbanístico vigente.

Art. 2.- Ámbito

Estas ordenanzas se aplican en la totalidad del ámbito del presente Plan Parcial, según queda delimitado en los planos que integran el presente documento.

Las presentes Normas afectarán a toda actividad relativa al régimen y uso del suelo y de la edificación que se realice en el ámbito físico del presente Plan Parcial.

La superficie total del ámbito del proyecto es 269.278 m² e integra los terrenos que se encuentran en la carretera de Caspe a Alcañiz, a 2,5 km del polígono “Arcos Adidas” y 4,5 km del núcleo urbano de Caspe, ocupando una superficie ovalada con acceso desde la carretera.

Art. 3.- Vigencia

La fecha de entrada en vigor de las presentes Ordenanzas será el día en el que se publique la aprobación definitiva del Plan Parcial y su vigencia será indefinida, sin perjuicio de su modificación o revisión de acuerdo con lo dispuesto en la legislación urbanística.

Art. 4.- Sistema de actuación

Se procederá de acuerdo con el sistema de actuación previsto en el Tratado Quinto de la L.U.A. Art. 138 y siguientes referentes al sistema de Compensación, según acuerdo del Ayuntamiento Pleno del 22 de enero de 2008.

Art. 5.- Documentación

Todos los planos y documentos escritos del Plan Parcial forman parte de las presentes Normas.

En ellas se definen todo cuanto afecta a los terrenos, en orden a su uso, edificación, destino, condiciones estéticas, sanitarias, etc., tanto de las construcciones como del resto de los elementos que figuran en la Ordenación del Plan.

Para todos aquellos aspectos no regulados en las presentes Ordenanzas, o sea de dudosa interpretación, les serán de aplicación las Normas Urbanísticas del vigente PGOU de Caspe.

Art. 6.- Interpretación

El Ayuntamiento de Caspe, en el ejercicio de sus competencias, podrá dictar criterios de interpretación de carácter general para la aplicación de las presentes Ordenanzas. Adoptados los acuerdos pertinentes, serán publicados en el Boletín Oficial correspondiente.

Art. 7.- Terminología de conceptos

Los términos de las presentes Normas Urbanísticas se interpretarán en relación con los conceptos y contenidos del Plan General de Ordenación Urbana de Caspe en vigor, en particular con los recogidos en el Título de sus Normas Urbanísticas y Ordenanzas.

Art. 8.- Supletoriedad

En todo lo no especificado expresamente en las presentes Normas, será de aplicación lo establecido en el Plan General de Ordenación Urbana de Caspe y preceptos de la Ley 5/99 Urbanística de Aragón.

Art. 9.- Desarrollo del Plan

Para el desarrollo del presente Plan Parcial deberán redactarse los consiguientes Proyectos de Urbanización y Reparcelación que respetarán, en todo caso, las **determinaciones del presente Plan Parcial y del Plan General.**

Art. 10.- Modificaciones

Las modificaciones del presente Plan Parcial habrán de respetar las determinaciones establecidas en el Plan General de Ordenación Urbana de Caspe y en el propio Plan Parcial, y se ajustarán a lo establecido en la Sección 3ª del Capítulo V, Título segundo de la Ley 5/99, Urbanística de Aragón, y al capítulo cuarto del Título VII del Decreto 52/2002.

No serán supuestos de modificación las pequeñas variaciones de las alineaciones ocasionadas por la mejor adaptación sobre el terreno del proyecto de urbanización, que no supongan modificaciones en la superficie de las manzanas superiores al 3%.

Art. 11.- Conservación de la urbanización.

La conservación de las obras de urbanización y el mantenimiento de las dotaciones e instalaciones de los servicios públicos deberá llevarse a cabo por los propietarios del Polígono, debiendo para ello constituirse en Entidad Urbanística de Conservación de la urbanización.

2. RÉGIMEN URBANÍSTICO DEL SUELO

2.1.- CALIFICACION DEL SUELO

Art. 11.- Clasificación del suelo

El presente Plan Parcial delimita y ordena pormenorizadamente los terrenos incluidos en su ámbito, que el PGOU incluye en la categoría de suelo urbanizable industrial.

Los terrenos ordenados por este Plan Parcial accederán a la condición de suelo urbano consolidado como consecuencia de la aprobación y la realización de los proyectos de reparcelación, urbanización y, en su caso, de obras ordinarias, que subsumen los deberes legales de distribución equitativa de cargas y beneficios, urbanización.

Art. 12.- Calificación del suelo

Todos los suelos son de carácter privado, y tienen las siguientes calificaciones pormenorizadas:

- Zonas verdes y espacios libres
- Red viaria
- Industrial
- Equipamiento polivalente
- Infraestructuras

3. NORMAS GENERALES DE LA EDIFICACIÓN

3.1 ORDENANZAS DE EDIFICACIÓN

Art. 18.- Condiciones generales de los usos

El polígono está destinado a albergar locales industriales e industrias compatibles, almacenes, talleres y artesanía.

Se excluyen de esta condición las actividades que se desarrollen sobre cualquiera de las parcelas destinadas a equipamientos polivalentes, puesto que su uso es de servicio al resto del polígono.

Art. 19.- Condiciones generales

Hasta tanto no se destinen a los usos propios de su zonificación, podrán acondicionarse como espacios libres ajardinados.

Art. 20.- Sistema viario y de aparcamientos

- La red viaria definida en este Plan se ejecutará de acuerdo con las especificaciones contenidas en los planos, en lo correspondiente a la distribución y amplitud de las aceras y carriles de circulación.
- Los proyectos de urbanización determinarán con toda exactitud las rasantes definitivas, así como la posición de los puntos de alumbrado público, imbornales de pluviales y otros servicios urbanísticos.

Art. 21.- Sistema de zonas verdes y espacios libres

Se contemplarán las condiciones y limitaciones establecidas en el Art. 82.3 del Decreto 52/2002 y las que, en su caso, establezcan las Normas del Plan General para la calificación de “espacios libres y zonas verdes”.

Art. 22.- Sótanos y semisótanos

Se permite la realización de sótanos y semisótanos siempre y cuando su altura libre sea igual o superior a 2,50 m.

Art. 23.- Construcciones auxiliares

Se entiende por construcciones auxiliares todas aquellas que son necesarias para el adecuado funcionamiento de las industrias, tales como depósitos elevados, torres de refrigeración, chimeneas, postes publicitarios...

Su emplazamiento, forma y volumen es libre, respetando las distancias a linderos establecidas en las ordenanzas particulares de cada zona.

Art. 24.- Cerramiento de parcela

Los cerramientos de parcela serán preferiblemente diáfanos y de doscientos cincuenta (250) centímetros de altura máxima; podrán levantarse zócalos ciegos hasta cincuenta (50) centímetros de altura sobre el terreno. Quedan prohibidos los remates agresivos o punzantes en la coronación de muros y cierres metálicos.

Art. 25.- Vertidos

La red de vertido de las edificaciones será separativa.

Se prohíbe expresamente la conexión a la red de alcantarillado de cualquier caudal de agua limpia procedente de regadíos, fuentes, salidas de aliviaderos de acequias, aguas subterráneas, aguas de barrancos, etc.

Las características de los vertidos industriales serán las establecidas en las Normas del Plan General de Caspe y subsidiariamente las que establezca el “Reglamento de los vertidos de aguas residuales a las redes municipales de alcantarillado” (Decreto 38/2004) o normativa sectorial que lo sustituya o modifique.

Cada parcela industrial dispondrá, en su acometida a la red de alcantarillado de aguas fecales, de una arqueta de inspección de vertidos situada en la zona de dominio público, para que la Administración inspectora pueda acceder a ella de forma permanente.

3.2. CONDICIONES DE ESTÉTICA.

Art. 28.- Fachadas

Se autorizan como materiales en fachadas los paramentos metálicos, hormigón visto en su color o pintado, fábricas de ladrillo hueco enfoscadas y pintadas, fábrica de bloques enfoscada y pintada, chapas lacadas o pintadas, paneles de PVC, etc.

Quedan expresamente prohibidas las fachadas realizadas en bloques vistos de hormigón color gris, y las enfoscadas de mortero de cemento sin pintar.

Se autorizan todos los enfoscados pétreos con proyección de árido en diferentes tonos.

Queda prohibido el falseamiento o mimetismo de los materiales empleados, por el cual uno determinado simula ser otro de mayor calidad.

Art. 29.- Composición

En todas las parcelas, los edificios presentarán su fachada principal a la calle de entrada. Dicha fachada principal reunirá las soluciones constructivas y de diseño más elaboradas del edificio, y, en cualquier caso, incorporará los locales de oficinas y comerciales anexos a la construcción.

Igualmente se dispondrá en la fachada principal los reclamos, rótulos o elementos de publicidad, que no podrán ocupar una anchura mayor a la del edificio y no podrán sobresalir sobre la altura máxima permitida de la construcción.

4. NORMAS PARTICULARES DE ZONAS.

4.3. ZONA INDUSTRIAL

Categorías de industria

- Cat. 1: Industria grande, parcela $\geq 6.000 \text{ m}^2$
- Cat. 2: Industria media, $3.000 \text{ m}^2 \leq \text{parcela} \leq 6.000 \text{ m}^2$
- Cat. 3: Industria ligera, $500 \text{ m}^2 \leq \text{parcela} \leq 3.000 \text{ m}^2$

Parcelación

A efectos de reparcelaciones, parcelaciones y segregaciones de parcela, las unidades resultantes deberán tener una superficie mínima de 500 m^2 , con un lindero frontal de dimensión igual o superior a 10 metros.

Edificabilidad

Índice de edificabilidad: $0,80 \text{ m}^2/\text{m}^2$ sobre parcela neta.

Ocupación máxima de parcela: 80%

Altura máxima: 12 metros.

Motivadamente, por razón de la actividad, se permitirá elevar la altura máxima para alojar puentes-grúa o instalaciones que así lo requieran, sin que suponga incremento de los restantes parámetros urbanísticos.

Sin límite de altura podrán construirse edificaciones especiales exigidas por la naturaleza de la industria, tales como chimeneas, depósitos de agua, torres, silos...

Retranqueos

Frontal: 5 metros

Los espacios libres obtenidos por los retranqueos se podrán destinar a aparcamiento, zona verde o ambos. No se podrá usar como depósito de materiales, ni en general lo que pueda dañar la estética del polígono.

Lateral: 3 metros

Trasero: 5 metros.

Las parcelas de superficie inferior a 1.500 m^2 cuyo lindero posterior no límite con otras parcelas industriales, no tendrán retranqueo trasero.

Se admite la edificación medianera en agrupación nido.

Previsión de aparcamientos

Dotación mínima: 1 plaza / 200 m² construidos.

Si la superficie construida de oficinas es superior al 50% de la edificabilidad total: 1 plaza/100 m² de este uso.

Se reservarán dentro del espacio libre de la parcela o en el interior de la edificación sobre rasante o en planta sótano.

Usos

Característico: locales industriales e industria compatible, almacenes, talleres y artesanía. Compatibles, condicionados y prohibidos: según el artículo 5.2.3.12 del Plan Parcial.

C ANEXO III - PROGRAMA CONTRA INCENDIOS

ANEXO I: CARACTERIZACIÓN DE LOS ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES EN RELACIÓN CON LA SEGURIDAD CONTRA INCENDIOS

Condiciones constructivas básicas:

Estructura Principal: Estructura de pilares de acero con cerramiento de bloques pintados hasta una altura de 3 metros, sigue un cerramiento metálico hasta cubrir el resto de altura, con techumbre de acero.

Cubierta: A dos aguas formada por chapas.

I.1 Tipología de la Nave: en base Apartado 2.1) “el establecimiento industrial ocupa totalmente un edificio, o varios, en su caso, que está a una distancia mayor de tres metros del edificio más próximo de otros establecimientos. Dicha distancia deberá estar libre de mercancías combustibles o elementos intermedios susceptibles de propagar el incendio.”, la nave industrial se considera de tipología C.

Tabla de superficies:

I.2 Grado de carga al fuego

Aparatos eléctricos (Fabricación y montaje)

Gsi (MJ/m ²)	Ra	Si(m ²)
400	1.0	1200

Almacenamiento de acero y elementos eléctricos

Gsi (MJ/m ²)	Ra	Si(m ²)	Altura(m)
40	1.0	240	10

Cuyo resultado es $Q_S \approx 400$ MJ, en base a esto el NRI queda definido como Bajo 1.

ANEXO II: REQUISITOS CONSTRUCTIVOS DE LOS ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES

II.1 Ubicaciones no permitida: en base al Apartado d) "De riesgo intrínseco medio o bajo, en planta sobre rasante cuya altura de evacuación sea superiora 15m, en configuraciones de tipo A", Siendo el NRI Bajo, y de tipología C, no se considera ninguna ubicación sin permitir.

II.2 Sectores de Incendio: No existe limitación superficie en la tipología C con un NRI bajo 1.

II.3 Condiciones Constructivas: Las condiciones establecidas en este apartado garantizan el cumplimiento del reglamento anexo II, Apartado 3.

3.1 Productos de revestimientos:

Suelos: CFL-s1 (M2) o más favorable.

En paredes y techos: C-S3 d0(M2), o más favorable.

Lucernarios: No existen lucernarios en la nave.

3.2 Productos incluidos en paredes y cerramientos: Para edificaciones de tipológica C con un NRI bajo o medio el tipo de cerramiento como mínimo será Ds3 d0 (M3).

II.4 Estabilidad al fuego de los elementos constructivos portantes: en esta instalación las exigencias mínimas de comportamiento frente fuego para una edificación tipo C con un NRI bajo 1 es de R30(EF-30).

4.2 Para la estructura principal de cubiertas ligeras: No se Exige

II.5 Resistencia al fuego de elementos constructivos de cerramiento

No se considera porque no se tiene medianera ni edificio colindante.

II.6 Evacuación de los establecimientos industriales.

- Cálculo de la ocupación Ocupación: $P = 1,10 p$, cuando $p < 100$, siendo $p =$ números de personas en nuestra instalación.
- La anchura de puertas, pasos, escaleras y recorridos de evacuación serán mínimo de **0,8 m**.
- -Es suficiente con **una salida de evacuación** de acuerdo con el apartado 7.2;
- La longitud máxima de **recorrido de evacuación en el local es menor de 35 m**, considerando una ocupación siempre
- menor de 25 personas.
- En la Nave Principal el **número de puertas de acceso principal es de 2**, y, por tanto, la **longitud máxima del recorrido de evacuación se establece en 50m**, condición que se cumple sobradamente en el edificio.

ANEXO III REQUISITOS DE LAS INSTALACIONES DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS DE LOS ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES

	Clase de Edificio	A									B									C											
		Industrial				Almacenamiento					Industrial				Almacenamiento					Industrial				Almacenamiento							
Grado Intrínseco del Sector	<div>m² construidos del sector de incendios</div> <div>Medios de protección</div>	< 300	≥ 300	≥ 500	≥ 1000	< 150	≥ 150	≥ 300	≥ 500	≥ 1000	< 200	≥ 200	≥ 500	≥ 1000	≥ 2000	≥ 2500	≥ 3500	< 200	≥ 200	≥ 500	≥ 1000	≥ 2000	≥ 2500	≥ 3500	< 500	≥ 500	≥ 1000	≥ 2000	≥ 2500	≥ 3500	
BAJO	Extintores	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	BIES		X	X	X			X	X	X									X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Alarma manual	X				X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Detección automática		X	X	X		X	X	X	X																					
	Hidrante				X						X							X						X							
MEDIO	Extintores	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	BIES		X	X	X		X	X	X				X	X	X	X	X			X	X	X	X					X	X	X	X
	Alarma manual	X			X			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Detección automática		X	X	X		X	X	X	X				X	X	X										X	X			X	X
	Hidrante		X	X	X			X	X	X					X	X							X	X			X				X
	Rociadores aut. de agua			X	X			X	X	X					X	X								X	X			X			X
ALTO	Extintores										X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	BIES										X	X	X	X	X	X	X			X	X	X	X	X			X	X	X	X	X
	Alarma manual										X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Detección automática												X	X	X	X			X	X	X	X				X	X	X		X	X
	Hidrante												X	X	X							X	X	X						X	X
	Rociadores aut. de agua												X	X	X	X			X	X	X	X			X	X			X	X	X

De acuerdo con esta tabla, dado que la nave industrial presenta un grado intrínseco bajo la única equipación serán extintores y pulsadores de alarma.

EXTINTORES DE INCENDIO.

Los extintores serán de eficacia mínima 21A o 144B según el riesgo a proteger.

- El emplazamiento de los extintores permitirá que sean fácilmente visibles y accesibles, estarán situados próximos a los puntos donde se próximos a las salidas de evacuación y preferentemente sobre soportes fijados a paramentos verticales, de modo que la parte superior del extintor quede, como máximo, a 1,70 metros sobre el suelo.
- El recorrido máximo horizontal, desde cualquier punto del sector de incendio hasta el extintor, nunca superará los 15 metros.

ALUMBRADO DE EMERGENCIA Y SEÑALIZACIÓN

Se colocarán aparatos de alumbrado de emergencia, en zonas de nave distribuidos en rutas de evacuación, pasos y accesos, que garanticen las condiciones de evacuación. En los accesos de nave y en los cuadros eléctricos, se colocarán aparatos de emergencia específicos por zonas, garantizando así las condiciones del alumbrado de evacuación y de ambiente o antipánico.

D ANEXO IV CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

1 GENERALIDADES

1.1 NORMATIVA Y REGULACIÓN NACIONAL

Documentos básicos del código técnico de la edificación (Necesarios)

- SE : Seguridad estructural
- SE-AE Acciones en la edificación
- SE- A Acero
- SE-C Cimientos

Designación		Espesor nominal t (mm)		
fy (N/mm ²)		fu (N/mm ²)		
t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t	3 < t ≤ 100	
S-235 JR	235	225	215	360
S-235 J0 S-235 J2				
S-275 JR	275	265	255	410
S-275 J0 S-275 J2				
S-355 JR	355	345	335	470
S-355 J0 S-355 J2				
S-355 K2				
S-450 J0	450	430	410	550

TABLA 1.1: Aceros y propiedades resistentes

1.2 MODELOS DE CÁLCULO Y COMPROBACIÓN

Modelo	Método de análisis global	Cálculo de resistencia de la sección
I (Plasticidad de todas las secciones hasta el mecanismo)	Plástico	Plástico
II (Plasticidad sin formación de rótulas)	Elástico	Plástico
III (Sin plasticidad en las secciones)	Elástico	Elástico
IV (Pandeo prematuro de chapas. Se alcanza el límite elástico en las secciones efectivas)	Elástico	Pandeo elástico de la chapa

TABLA 1.2: Modelos de cálculo

Para este proyecto se utilizará el modelo III (Sin plasticidad en las secciones), es decir, no se considera que las secciones lleguen a un punto más allá del rango elástico.

1.3 CLASES DE SECCIONES Y COMPORTAMIENTO

Clase de sección	Comportamiento
1 (Plástica)	Se puede formar una rótula plástica con la capacidad de giro requerida para permitir la redistribución de esfuerzos.
2 (Compacta)	Desarrollan el momento plástico, pero con una capacidad de giro limitada por problemas de inestabilidad local de modo que sólo se admiten leyes de esfuerzos obtenidas de un análisis elástico
3 (Semicompacta)	En esta clase de sección la fibra extrema más comprimida puede alcanzar el límite elástico (f_y), pero la inestabilidad de las zonas comprimidas impide el desarrollo del momento plástico
4 (Esbelta)	Formada la sección por una o más chapas de proporciones esbeltas en las cuales, fenómenos de inestabilidad local impiden que se alcance en la fibra más comprimida el límite elástico f_y . El límite elástico se alcanza considerando la sección eficaz

TABLA 1.3 Comportamiento del modelo de cálculo

En base al apartado anterior, toda sección que se utilice en este proyecto deberá cumplir que es de tipo 3 o inferior. Si resulta que una sección es de tipo 1 o 2 se hará de cuenta como si fuese de clase 3.

2 COMPROBACIÓN DE UNA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS

Para las situaciones relevantes de dimensionado se comprueba la condición donde el efecto impuesto debe ser menor que el efecto resistente del elemento. $Ed \leq \frac{E_k}{\gamma_s}$

E_k es el valor característico de las acciones que previsiblemente ha de soportar la estructura y γ_s Coeficientes parciales γ_s (función del número de acciones y de la clase de acción).

Valor de cálculo de la resistencia $R_d \leq \frac{R_k}{\gamma_M}$

R_k Valor característico de la propiedad γM Coeficiente parcial para la resistencia en los casos generales de comprobación de una estructura y sus elementos se ha de comprobar:

- Estados Límites Últimos Resistencia de las secciones Estabilidad de los elementos
- Estados Límites de Servicio Cálculo de deformaciones. Comprobación de vibraciones

2.1 ACCIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y SIMULTANEIDAD

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria
Resistencia	desfavorable	favorable
Permanente	1,35	0,8
Peso propio, cargas permanentes		
Variable	1,50	0
Estabilidad	desestabilizadora	estabilizadora
Permanente	1,10	0,9
Peso propio, cargas permanentes		
Variable	1,50	0

TABLA 2.1: coeficientes de seguridad según los efectos

Acción	Categoría	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso	Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
Zonas administrativas		0,7	0,5	0,3
Zonas destinadas al público		0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales		0,7	0,7	0,6
Zonas de tráfico ligeros con un peso total inferior a 30 kN		0,7	0,7	0,6
Cubiertas transitables		uso de accesos		
Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento		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

TABLA 2.2: coeficientes de simultaneidad

2.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Estado Límite Último (ELU)

Situaciones persistentes (condiciones de uso) o transitorias (condiciones provisionales)

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} * G_{K,j} + Y_{Q,1} * Q_{K,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{K,i}$$

Situación extraordinaria (condiciones excepcionales: incendio, sismo o impacto)

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} * G_{K,j} + A_d + Y_{Q,1} * \Psi_{1,1} * Q_{K,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} * \Psi_{2,i} * Q_{K,i} \text{ (sismo)}$$

Estado Límite de Servicio (ELS)

Combinación característica (efectos irreversibles, daños en elementos no estructurales)

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} * Q_{K,i}$$

Combinación frecuente (efectos reversibles, solo representa aspectos estéticos)

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \Psi_{1,1} * Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} * Q_{K,i}$$

Combinación casi-permanente (efectos a larga duración, flechas diferidas)

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} * Q_{K,i}$$

2.3 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA

El valor de cálculo de una determinada propiedad se obtiene por la siguiente expresión:

$$X_d \leq \frac{X_k}{\gamma_M}$$

X_k valor característico de la propiedad.

γ_M coeficiente parcial para la resistencia

Coeficientes parciales para la resistencia:

- a) $\gamma_{M0} = 1,05$ relativo a la plastificación del material
- b) $\gamma_{M1} = 1,05$ relativo a los fenómenos de inestabilidad
- c) $\gamma_{M2} = 1,25$ relativo a la resistencia última del material o sección y de unión
- d) para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados

$$\gamma_{M3} = 1.10 \text{ ELS}$$

$$\gamma_{M3} = 1.25 \text{ ELU}$$

$$\gamma_{M3} = 1.40 \text{ agujeros en sobre medida}$$

2.4 DEFORMACIONES ADMISIBLES

Deformaciones verticales

- Integridad de los elementos constructivos.
 - Combinación de acciones característica.

L/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;

L/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;

L/300 en el resto de los casos.

- Confort de los usuarios
 - Combinación de acciones característica.

L/350

- Apariencia de la obra
 - Combinación de acciones casi permanente.

L/300

- Situaciones especiales en función de las instalaciones.

Desplazamientos horizontales

- Integridad de los elementos constructivos
 - Combinación de acciones característica

desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;

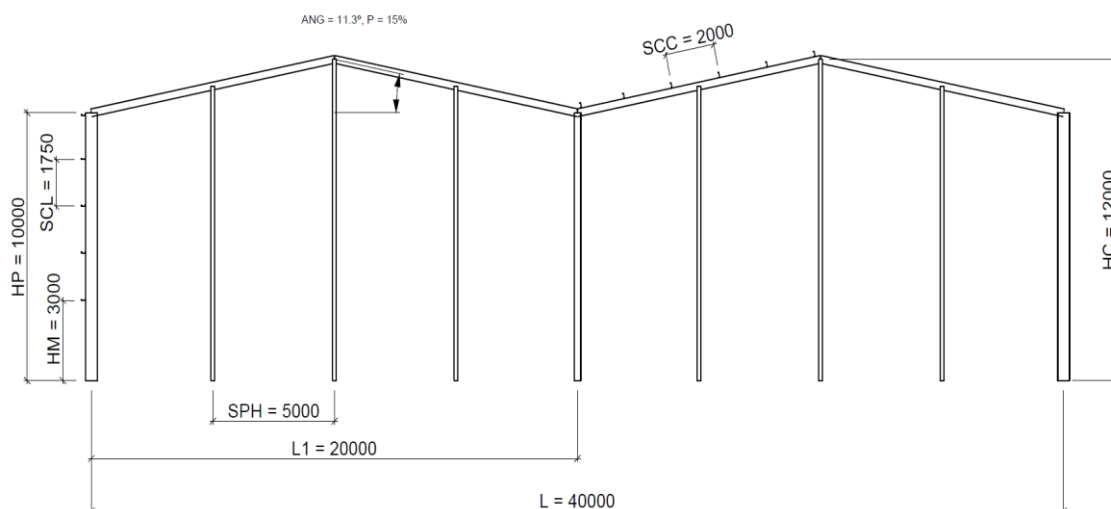
desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

- Apariencia de la obra
 - Combinación de acciones casi permanente

desplome relativo 1/250

2.5 GEOMETRÍA

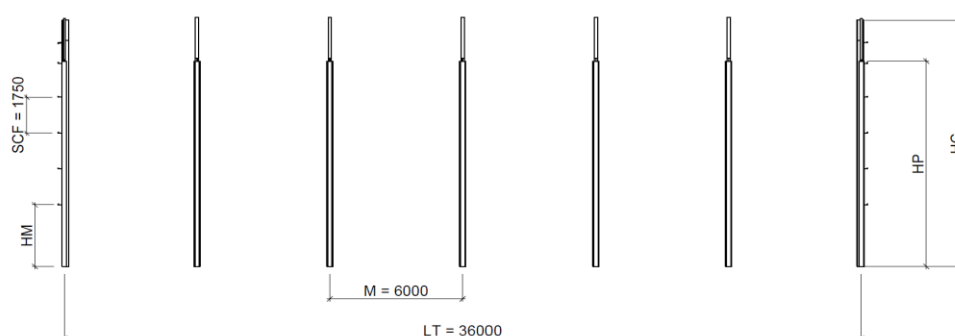
En las siguientes imágenes se visualizan las cotas (todas en mm y entre ejes) relevantes desde la perspectiva del pórtico Hastial, Principal y Lateral. Estas imágenes solo pretenden informar las dimensiones que componen la estructura, no tienen objetivo de presentar algunas características de la perfilería utilizada.



En las siguientes tablas se recogen estas cotas detalladas.

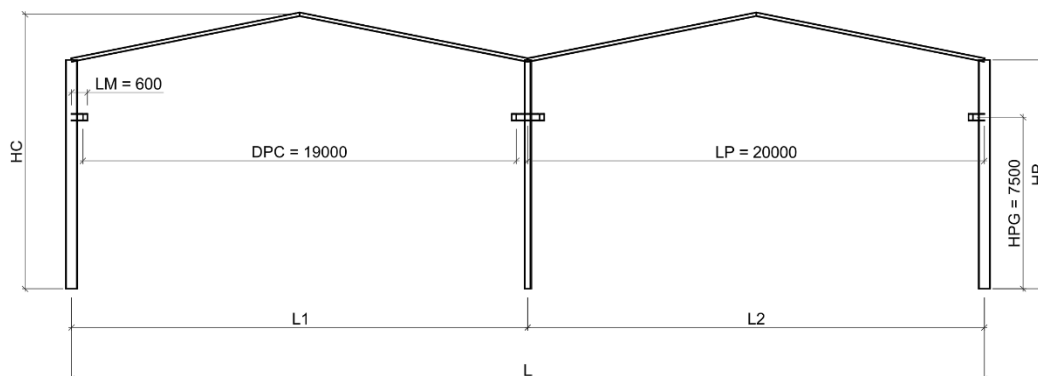
Cota	Dimensión (mm), Valor (º, %)
Altura del Pilar (HP)	10.000
Altura de Cumbre (HC)	12.000
Altura del Muro (HM)	3.000
Ángulo (ANG), Pendiente (P)	11.3, 15
Luz de la nave (L)	40.000
Luz interior del extremo 1, 2 (L1, L2)	20.000
Separación de Pilares Hastiales (SPH)	5.000
Separación de Correas Laterales (SCL)	1.750
Separación de Correas de Cubierta (SCC)	2.000

TABLA 2.3: Dimensiones generales del pórtico hastial



Cota	Dimensión (mm)
Modulación (M)	6.000
Separación de Correas Frontales (SCF)	1.750

TABLA 2.4: Dimensiones generales en dirección longitudinal



Cota	Dimensión (mm)
Longitud de la Ménsula (LM)	600
Luz del Puente (LP)	20.000
Distancia del Punto de Carga (DCP)	19.000
Altura de elevación del Puente Grúa (HPG)	7500

TABLA 2.5: Dimensiones generales del pórtico de principal

2.5 UBICACIÓN

Datos de Ubicación	
Provincia	Zaragoza
Localidad	Caspe
Suelo Industrial (Polígono)	El Portal
Altura Sobre el Nivel del Mar (ASNM)	153 m

TABLA 2.6: Datos de la ubicación de la edificación

3 DISEÑO PREVIO Y TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Dimensionamiento previo de la estructura

El dimensionamiento previo de la estructura se realizará con ayuda del programa CYPE 3d con el fin de obtener una ayuda que proporcione los perfiles más adecuados. Esta información la puede obtener en este mismo documento en el capítulo 8 (Calculo mediante CYPE).

3.1 CERRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El cerramiento lateral de la estructura se divide en 2 partes, una creada de un muro de bloques con una altura de 3 m y el resto de una chapa metálica.

En este proyecto se trabajará con el fabricante de cerramiento metálico **CURBIMETAL**, concretamente con el cerramiento cuya denominación es CM 40/974 ideal para fachadas y cubiertas.

Tablas de utilización

CARACTERÍSTICAS	
ESPESOR (mm)	PESO (kg/m ²)
0,5	5,04
0,6	6,04
0,7	7,05
0,8	8,06
1,0	10,07
1,2	12,09
1,5	15,11

La chapa se prevé que será apoyada sobre 2 vanos, es decir, 3 apoyos con una separación máxima de 2 m (SCC) y de acuerdo con el Código Técnico de la Edificación (CTE) la presión ejercida en esta zona debido al viento y nieve se determinan en este documento en el apartado **6 Cargas sobre la estructura**, la suma de estas 2 dan como resultado 0.95 KN/m². El espesor de la chapa será de 0.7 mm.

Tres apoyos

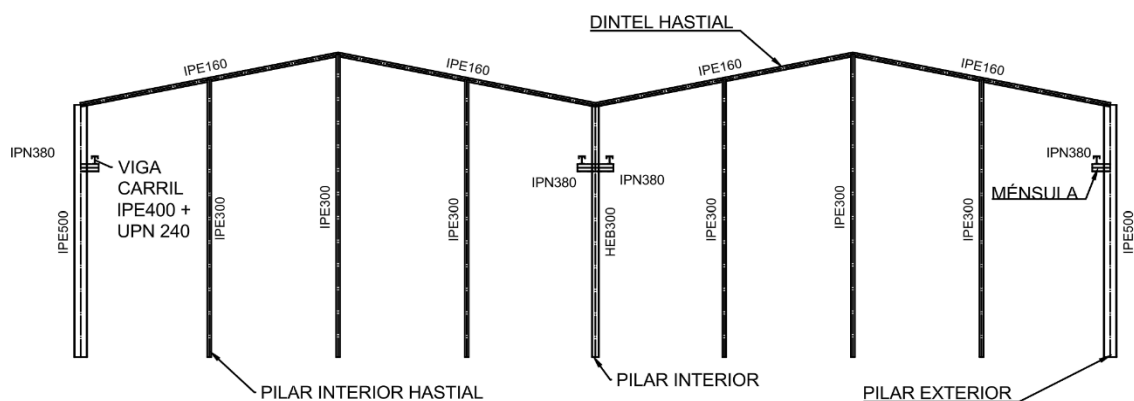
ESPESOR (mm)	LUZ ENTRE APOYOS (m)						
	1	1,25	1,50	1,75	2	2,25	2,50
0,5	861	549	380	278	211	166	133
0,6	1026	654	452	331	252	198	159
0,7	1189	758	324	383	292	229	184
0,8	1351	862	596	436	332	260	209
1,0	1668	1064	736	538	409	321	258

Según la tabla 2 de este apartado, la presión admisible para el espesor de 0.7 mm y una LUZ ENTRE APOYOS de 2 m es 292 Kp/m² o 2.92 KN/m² tomando la gravedad a partir de ahora como

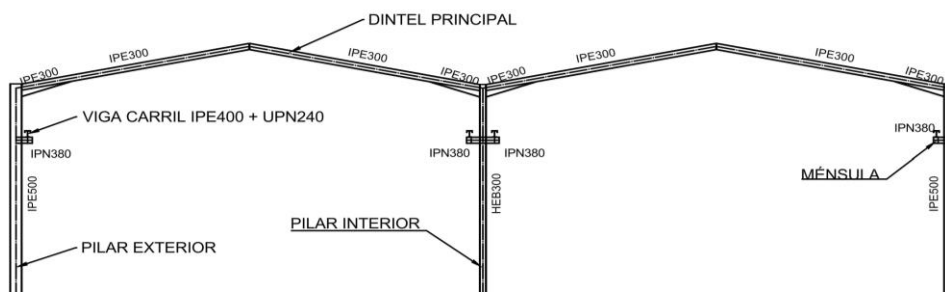
10 m/s². Entonces, como la presión ejercida el cerramiento es de 0.95 KN/m² y su presión admisible de 2.92 KN/m² el cerramiento es el correcto.

3.2 ESTRUCTURA PORTANTE Y HORIZONTAL

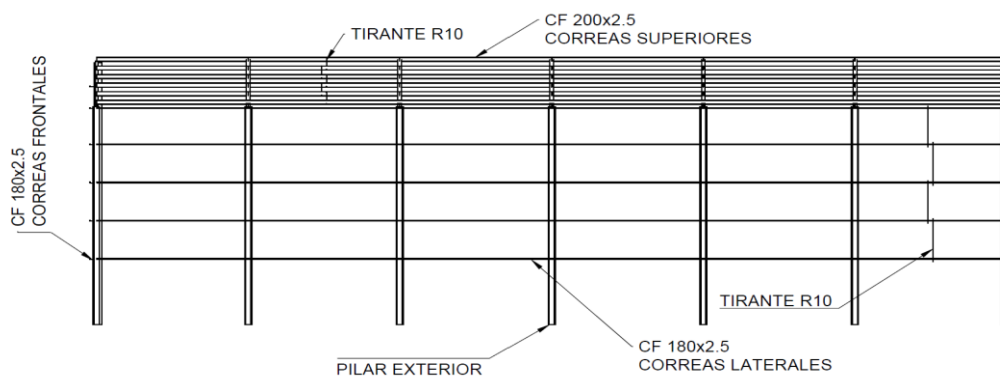
Pórtico Hacial



Pórtico principal

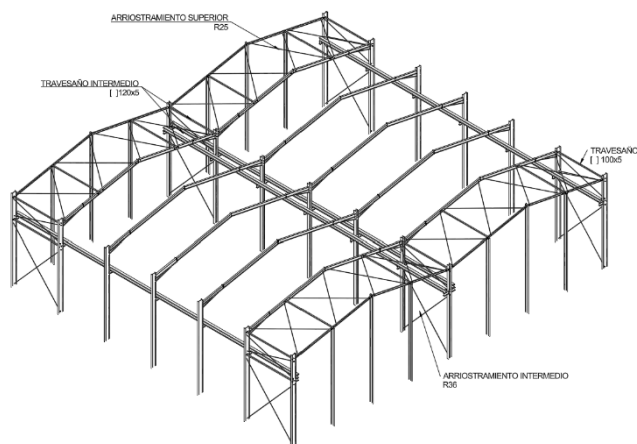


Vista Lateral



Vista general

En esta vista se presentarán el resto de los elementos que no se han presentado.



4 CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

4.1 PERMANENTES

En la siguiente tabla se recogen todos pesos de los perfiles a utilizar en el cálculo, cualquiera de estos se puede ver modificado en el transcurso de este desarrollo. Todos los pesos se expresan en KN/m excepto por el cerramiento en KN/m².*.

PERFIL	IPE	IPE	IPE	CF	CF	HEB	CM	UPN	[]	[]
	500	300	160	180x2.5	200x2.5	280	40/974*	240	#120x5	#90x4
PESO	0.907	0.422	0.158	0.0635	0.0674	1.03	0.071	0.332	0.174	0.104

TABLA 4.1: Pesos

El peso de los tirantes de los arriostramientos se considera despreciables.

4.1.1 CARGAS MUERTAS

De momento lo único seguro que ejerce peso sobre la estructura de forma permanente ya que su obtención es correcta hasta este punto es el cerramiento, por lo tanto, la carga que genera el cerramiento ya se puede considerar como una carga muerta sobre la estructura.

La carga del peso propio del cerramiento denominaba $Q_{cp,chapa} = 0.071 \text{ KN/m}^2$.

4.2 VARIABLES

De acuerdo y con ayuda del CTE se procede al cálculo las cargas variables ambientales.

4.2.1 NIEVE

Anejo E Datos Climáticos del DB-SE-AE.



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Datos de partida

Dado que la ubicación es de Zaragoza la zona climática correspondiente es la 2 y como la ASNM es 153 sin necesidad de interpolar se tomar el siguiente valor por estar del lado de la seguridad, donde el valor característico de la carga de nieve $S_k = 0.5 \text{ KN/m}^2$.

Hipótesis

De acuerdo con el **DB-SE-AE** en su apartado 3.5.1 la carga de nieve se calcula con la siguiente expresión: $q_s = Q_s * \mu$ teniendo en cuenta posibles efectos de derretimiento de la nieve debido al efecto solar se consideran las siguientes hipótesis.

Nieve uniformemente distribuida

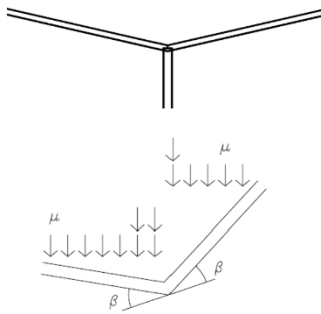
Para esta hipótesis el DB-SE-A 3.5.3 opción 2 expresa que si la inclinación de la cubierta es menor o igual a 30° el coeficiente de forma $\mu = 1$, Por lo tanto,

$$q_n = 1 * 0.5 = 0.5 \text{ KN/m}^2.$$

Nieve afectada por el sol o viento

Esta hipótesis es más a criterio del diseñador donde se tiene en cuenta que la nieve puede derretirse en los faldones donde el sol pega directamente, en este caso se tendrían 2 sub-hipótesis, pero solo se tomara en cuenta aquella que tenga mayor efecto con las demás cargas.

Se considera que sobre el faldón que no pega el sol el valor de $q_n = 0.5 \text{ KN/m}^2$ y donde si pega la mitad $q_n = 0.25 \text{ KN/m}^2$. La elección de donde se derrite más la nieve se hará en función de la dirección del viento escogida.



Nieve acumulada

El μ para esta hipótesis se obtiene en el apartado 3.5.3 opción 5b, para cubiertas con faldones inclinados en sentidos contrario. donde $\beta = (11.31 + 11.31) / 2 = 11.31$, $\mu = 1 + 11.31/30 = 1.377$.

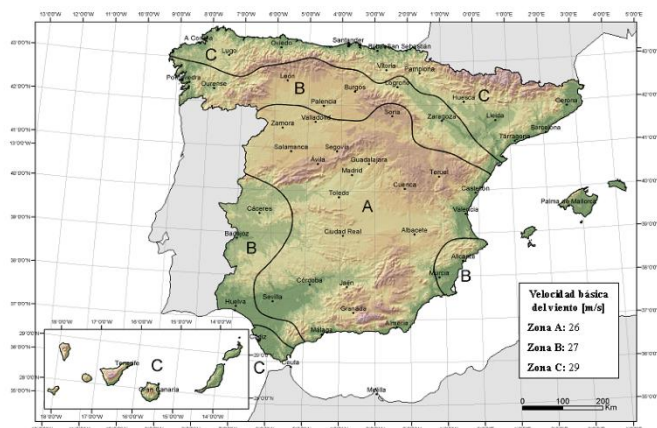
entonces $q_n = 1.377 * 0.5 = 0.688 \text{ KN/m}^2$. Como expresa en ese mismo apartado esta carga superficial es actuante sobre 2 m.

4.2.2 VIENTO

Para este desarrollo se hace referencia previa al Anejo D del DB-SE-A con el fin de solo mencionar sus apartados.

Por simetría de la nave industrial el cálculo de las cargas de viento y sus hipótesis se realizarán en los ángulos 0° y 90° dando como resultado el mismo para los ángulos 180° y 270° respectivamente.

Presión dinámica



De acuerdo con la ubicación del proyecto la zona eólica correspondiente es la B, para esta zona en base al apartado D.1.4 expresa que la presión ejercida del viento sobre la estructura se puede considerar $q_v = 0.45 \text{ KN/m}^2$.

Coefficiente de exposición (Ce, Apartado D.2)

Dado que la altura máxima de 12 m el Ce se puede obtener con las siguientes expresiones.

$$C_e = F \cdot (F + 7 k)$$

$$F = k \ln (\text{máx. } (z, Z) / L)$$

El **grado de aspereza** del entorno se considera de clase IV con los siguientes parámetros.

Parámetro	k	L (m)	Z (m)
Valor	0.22	0.3	5

TABLA 4.2: Parámetros del entorno (IV)

Siendo k, L, Z parámetros característicos de cada tipo de entorno.

Como la presión real ejercida sobre la estructura de parte del viento depende de la dirección de este, todo lo demás es función de dicha dirección. Se procede al cálculo del de los C_{e_s} .

Ce dirección 0º y 180º rasante

En esta dirección la altura $z = HP = 10$ m dado que el punto más alto en el choca el viento es la altura del pilar, entonces.

$$F = 0.22 * \ln [\text{máx. } (10, 5) / 0.3] = 0.78 \rightarrow Ce = 0.78 * [0.78 + (7 * 0.22)] = 1.8096$$

Ce dirección 90º y 270º rasante

En esta dirección la altura $z = HC = 12$ m dado que el punto más alto en el choca el viento es la altura a cumbrera, entonces.

$$F = 0.22 * \ln [\text{máx. } (12, 5) / 0.3] = 0.82 \rightarrow Ce = 0.82 * [0.78 + (7 * 0.22)] = 1.9352$$

Ce dirección 0º, 90º, 180º, 270º cubierta

En estas direcciones la altura $z = HC = 12$ m y es la misma dado que el punto más alto en el choca el viento en todas las direcciones es la altura a cumbrera, entonces.

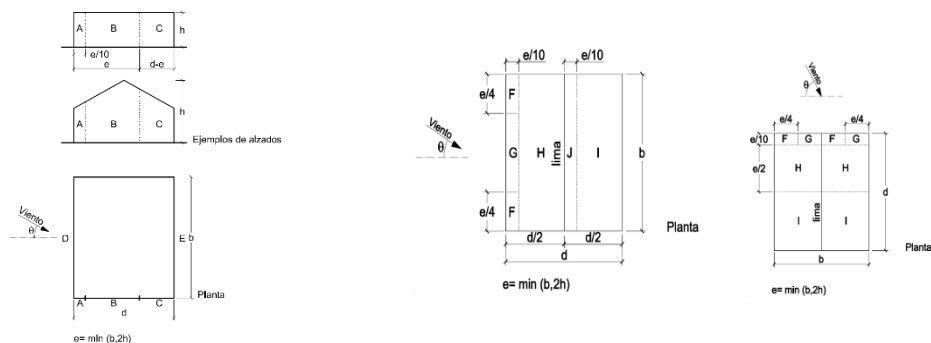
$$F = 0.22 * \ln [\text{máx. } (12, 5) / 0.3] = 0.82 \rightarrow Ce = 0.82 * [0.78 + (7 * 0.22)] = 1.9352$$

Dirección (º)	0 y 180 rasante	90 y 270 rasante	0, 90, 180, 270
Ce	1.8096	1.9352	1.9352

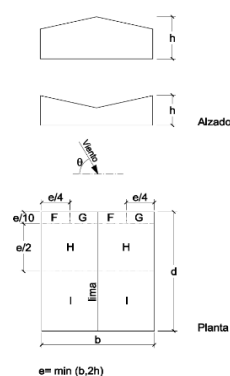
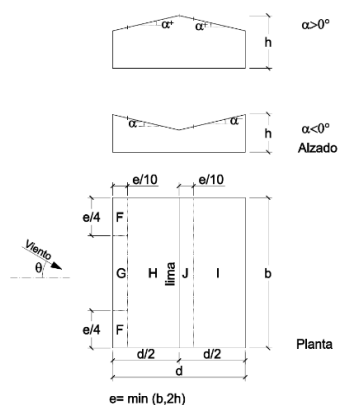
TABLA 4.3: Coeficientes de exposición

Coeficiente de presión exterior (Cp, Apartado D.3, Tabla D.3 parámetros verticales)

Áreas y coeficiente de presión



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



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

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

Cp en dirección 0° y 180°

Variable	Valor (m)
h = HC	12
b = LT	36
d = L	40
e	$\min(36, 2 \cdot 12) = 24$
λ (esbeltez)	$h/d = 12/40 = 0,3$

TABLA 4.4: Valores geométricos de la nave en dirección 0° y 180°

En la siguiente tabla se recogen los datos necesarios para iniciar el cálculo del C_p de acuerdo con el CTE.

Lo siguiente es calcular las áreas de presión correspondiente.

Área D y E

$$D = E \rightarrow h * b = 12 * 36 = 432 \text{ m}^2$$

Área A

Como $e = 24 \text{ m}$ entonces $X_a = \frac{e}{10} = 2.4 \text{ m}$, por lo tanto

$$A = X_a * HP + \frac{X_a^2}{2 * \cos(ANG)} = (2.4 * 10) + \frac{2.4^2}{2 * \cos(11.31)} = 24 + 2.93 = 26.93 \text{ m}^2$$

Área B

$$X_b = e - X_a = 24 - 2.4 = 21.6 \text{ m} \text{ entonces}$$

$$B = \left[L1 * HP + L1 * \frac{(HC-HP)}{2} - A \right] + \left\{ [X_b - (L1 - X_a)] * HP + \frac{[X_b - (L1 - X_a)]^2}{2 * \cos(ANG)} \right\}$$

$$B = \left[20 * 10 + 20 * \frac{(12-10)}{2} - 26.93 \right] + \left\{ [21.6 - (20 - 2.4)] * 10 + \frac{[21.6 - (20 - 2.4)]^2}{2 * \cos(11.31)} \right\}$$

$$B = 281.2 \text{ m}^2$$

Área C

$$C = At(\text{área total}) - A - B \rightarrow \left\{ L * HP + \left[\frac{(HC-HP)}{2} * L \right] \right\} - A - B \rightarrow \left\{ 40 * 10 + \left[\frac{(12-10)}{2} * 40 \right] \right\} - 26.93 - 281.2 = 131.87 \text{ m}^2$$

De acuerdo con la tabla anterior en función de la esbeltez del edificio y las áreas se tienen unos valores de coeficiente de presión establecidos, dado que la $\lambda = 0.3$ es necesario realizar la interpolación. La siguiente tabla recoge los valores de C_p interpolados.

h/d	superficie de las zonas	A	B	C	D	E
tablas-nave	m ²	0	0	0	0	0
1	CP	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
0.3		-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,33
0.25		-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

TABLA 4.5: Coeficientes de presión, Hipótesis V (0°, 180°) a nivel del suelo

C_p en dirección 90° y 270°

Variable	Valor (m)
$h = HC$	12
$b = L$	40
$d = LT$	36
e	$\min(36, 2 \cdot 12) = 24$
λ (esbeltez)	$h/d = 12/36 = 0.34$

TABLA 4.6: Valores geométricos de la nave en dirección 90° y 270°

Cálculo áreas

Área D y E

$$D = \left\{ L * HP + \left[\frac{(HC-HP)}{2} * L \right] \right\} \rightarrow \left\{ 40 * 10 + \left[\frac{(12-10)}{2} * 40 \right] \right\} = 440 \text{ m}^2$$

Área A

$$A = Xa * h \rightarrow \frac{e}{10} * h \rightarrow \frac{24}{10} * 12 = 28.8 \text{ m}^2$$

Área B

$$B = Xb * h \rightarrow (e - Xa) * h \rightarrow (24 - 2.4) * 12 = 259.2 \text{ m}^2$$

Área C

$$C = Atl(\text{área total lateral}) - A - B \rightarrow (12 * 36) - 28.8 - 259.2 = 144 \text{ m}^2$$

De acuerdo con la tabla anterior en función de la esbeltez del edificio y las áreas se tienen unos valores de coeficiente de presión establecidos, dado que la $\lambda = 0.34$ es necesario realizar la interpolación. La siguiente tabla recoge los valores de C_p interpolados.

h/d	superficie de las zonas	A	B	C	D	E
tablas-nave	m ²	0	0	0	0	0
1	CP	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
0.34		-1,2	-0,8	-0,5	0,712	-0,348
0.25		-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

TABLA 4.7: Coeficientes de presión, Hipótesis V (90°, 270°) a nivel del suelo

Cp en cubierta 0° y 180°

Para la obtención de este coeficiente se utilizará la tabla D.6a para cubiertas a 2 aguas para dirección del viento en un rango de $-45^\circ \leq \text{ANG} \leq 45^\circ$. Para este caso existen 2 posibles hipótesis, si el viento genera succión o presión.

Hipótesis V (0°, 180°) a

Se comienza realizando el cálculo de las áreas correspondiente en proyección horizontal.

Variable	Valor (m)
$d = L$	40
$b = LT$	36
$h = HC$	12
$e = \min(36, 24)$	24
$XF = XG = XJ$	$\frac{e}{10} \rightarrow \frac{24}{10} = 2.4$
$XH = XI$	$L1 - XF = 17.6$
$YF = \frac{e}{4}$	$\frac{24}{4} = 6$
$YG = b - 2 * YF$	24
$YH = YJ = YI = b$	36

TABLA 4.8: Valores geométricos de la nave en dirección 0° y 180° en cubierta

Área F

$$F = XF * YF \rightarrow 2.4 * 6 = 28.8 \text{ m}^2$$

Área G

$$G = XG * YG \rightarrow 2.4 * 24 = 57.6 \text{ m}^2$$

Áreas H, I

$$H = I \rightarrow XH * YH \rightarrow 17.6 * 36 = 633.6 \text{ m}^2$$

Área J

$$J = XJ * YJ \rightarrow 2.4 * 36 = 86.4 \text{ m}^2$$

Todas estas áreas son iguales para la hipótesis V (0°, 180°) b.

De acuerdo con la tabla D.6ª entrando con la pendiente de la estructura α (11. 31°) y siguiendo con el área $\geq 10 \text{ m}^2$ es necesario realizar una interpolación para obtener los C_{ps} correspondientes, en la siguiente tabla se recogen estos coeficientes.

α	superficie de las zonas m^2	F	G	H	I	J
		0	0	0	0	0
5	CP	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
11.31		-1,196	-0,948	-0,411	-0,474	-0,486
15		-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1

TABLA 4.9: Coeficientes de presión Hipótesis V (0°, 180°)a a nivel de la cubierta

Hipótesis V (0°, 180°) a

Dado que el criterio es lo mismo lo único es que en la tabla D.6a se toman los valores inferiores de los tomando en el anterior apartado. En la siguiente tabla se recogen estos C_{ps} .

α	superficie de las zonas m^2	F	G	H	I	J
		0	0	0	0	0
5	CP	0	0	0	-0,6	-0,6
11.31		0,127	0,127	0,127	-0,222	-0,222
15		0,2	0,2	0,2	0	0

TABLA 4.10: Coeficientes de presión, Hipótesis V (0°, 180°) b a nivel de la cubierta

Cp en cubierta 90° y 270°

En esta dirección solo existe una forma(hipótesis) de viento, en las siguientes imágenes se muestran las distribuciones de áreas y la tabla para determinar el Cp en función del ángulo de la cubierta.

Área F, G

$$F = G \rightarrow (XF * YF) * 2 \rightarrow 2,4 * 6 = 28,8 \text{ m}^2$$

Áreas H

$$H = \rightarrow XH * YH \rightarrow 12 * 20 = 480 \text{ m}^2$$

Área J

$$I = XI * YI \rightarrow 21.6 * 20 = 864 \text{ m}^2$$

Variable	Valor (m)
d = LT	36
b = L	40
h = HC	12
$e_{min} (40,24)$	24
$XF = XG = XJ$	$\frac{e}{10} \rightarrow \frac{24}{10} = 2.4$
$XH = \frac{e}{2}$	12
$XI = d - XF - XH$	21.6
$YF = YG = \frac{e}{4}$	$\frac{24}{4} = 6$
$YH = YI = \frac{b}{2}$	36

TABLA 4.11: Valores geométricos de la nave en dirección 90° y 270° en cubierta

Una vez obtenidas las áreas como en los apartados anteriores según la tabla necesaria para esta hipótesis, es necesario interpolar. En la tabla siguiente se detallan los coeficientes calculados.

α	superficie de las zonas m^2	F	G	H	I
		0	0	0	0
5	CP	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
11.31		-1,411	-1,3	-0,637	-0,537
15		-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

TABLA 4.12: Coeficientes de presión, Hipótesis (90°, 270°) a nivel de la cubierta

Cálculo de cargas

Una vez obtenidos los coeficientes de presión y exposición se procede al cálculo de las cargas que se generan en las áreas de la nave.

Se recuerde que la $q_v = 0.45 \text{ KN/m}^2$.

En la siguiente tabla se resume el cálculo de las cargas para cada hipótesis vista.

superficie de las zonas m^2	A	B	C	D	E
Ce	1.8096				
Cp	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,33
Ce*Cp	-2,18	-1,45	-0,91	1,29	-0,6
$Q_v = q_v * Ce * Cp$	-0,99	-0,66	-0,41	0,59	-0,27
Cargas generadas Hipótesis V (0º, 180º) a nivel del suelo					
superficie de las zonas m^2	A	B	C	D	E
Ce	1.9352				
Cp	-1,2	-0,8	-0,5	0,712	-0,348
Ce*Cp	-2,33	-1,55	-0,97	1,38	-0,68
$Q_v = q_v * Ce * Cp$	-1,049	-0,698	-0,437	0,621	-0,306
Cargas generadas Hipótesis V (90º, 270º) a nivel del suelo					
superficie de las zonas m^2	F	G	H	I	J
Ce	1.9352				
Cp	-1,196	-0,948	-0,411	-0,474	-0,486
Ce*Cp	-2,32	-1,84	-0,8	-0,92	-0,94
$Q_v = q_v * Ce * Cp$	-1,044	-0,828	-0,36	-0,414	-0,423
Cargas generadas Hipótesis V (0º, 180º) a a nivel de la cubierta					
superficie de las zonas m^2	F	G	H	I	J
Ce	1.9352				
Cp	0,127	0,127	0,127	-0,222	-0,222
Ce*Cp	0,25	0,25	0,25	-0,43	-0,43
$Q_v = q_v * Ce * Cp$	0,113	0,113	0,113	-0,194	-0,194
Cargas generadas Hipótesis V (0º, 180º) b a nivel de la cubierta					
superficie de las zonas m^2	F	G	H	I	
Ce	1.9352				
Cp	-1,411	-1,3	-0,637	-0,537	
Ce*Cp	-2,74	-2,52	-1,24	-1,04	
$Q_v = q_v * Ce * Cp$	-1,233	-1,134	-0,558	-0,468	
Cargas generadas Hipótesis V (90º, 270º) b a nivel de la cubierta					

TABLA 4.13: Resumen de cargas generadas por el viento

4.2.3 CARGAS DEL PUENTE GRÚA

La elección de los puentes y proveedor se explica en el documento MD, por lo tanto, este apartado se resume a las cargas efectuadas por los puentes. Los datos principales para la elección de las cargas efectuadas por el puente grúa en sus extremos son:

- La capacidad de carga necesaria es 16Tn
- Luz de actuación del puente es 20 m

Cargas en los extremos

La imagen siguiente sacada de la ficha del cliente presenta las cargas (reacciones en los apoyos) del puente.

La carga máxima (P_{max}) = 10.400 Kg y la carga Mínima (P_{min}) = 2650 Kg.

Se establece un coeficiente de impacto de $C_i = 1.25$ y la gravedad = 10 m/s^2 , lo cual da como resultado unas cargas resultantes en los apoyos de:

$$P_{max}' = \frac{C_i \cdot g \cdot R_{max}}{1000} = \frac{1.25 \cdot 10 \cdot 10.400}{1000} = 130 \text{KN} \quad P_{min}' = \frac{C_i \cdot g \cdot R_{min}}{1000} = \frac{1.25 \cdot 10 \cdot 2650}{1000} = 33,13 \text{KN}$$

Reacciones de frenado

Dado que el puente puede frenar cuando la carga se desplaza a lo largo de la luz de este o respecto a la longitud de la nave es necesario realizar el cálculo de las reacciones de frenada.

Como criterio general la frenada de la carga mientras el puente grúa esta quieto supone menores efectos,

$$\text{por lo tanto } R_{fc} = \frac{R'}{10} \rightarrow R_{fc, max} = \frac{P_{max}'}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{KN}$$

$$R_{fc, min} = \frac{P_{min}'}{10} = \frac{33.13}{10} = 3.313 \text{KN}$$

La frenada del puente grúa supone mayor efecto por lo que también frena la carga al mismo tiempo, por

$$\text{lo tanto, } R_{fp} = \frac{R'}{7} \rightarrow R_{fp, max} = \frac{P_{max}'}{7} = \frac{130}{7} = 18.6 \text{KN}$$

$$R_{fp, min} = \frac{P_{min}'}{7} = \frac{33.13}{7} = 4.7 \text{KN}$$

Resumen

Carga	P_{max}'	P_{min}'	$R_{fc,max}$	$R_{fc,min}$	$R_{fp,max}$	$R_{fp,min}$
Valor (KN)	130	33.13	13	3.31	18.6	4.7

TABLA 4.14: Resumen de las cargas generadas por el puente grúa

4.2.4 TÉRMICAS

Despreciables

4.3 ACCIDENTALES

4.3.1 SÍSMICAS

Según la localidad la aceleración sísmica del terreno es menor que la aceleración sísmica mínima para tener en cuenta el cálculo, de modo que, las acciones sísmicas no serán tomadas en cuenta.

4.3.2 INCENDIO

La nave se dotará de elementos pasivos y activos con el fin de soportar los eventos de incendios durante el tiempo establecido por las normas vigentes.

5 CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

5.1 NORMATIVA

En los siguientes cálculos se utilizan expresiones que justifican la validez de los elementos denominadas comprobaciones ya de sea de resistencia, estabilidad o geométricas. Previamente se menciona la normativa como forma de resumen para el cálculo completo.

comprobación de los elementos

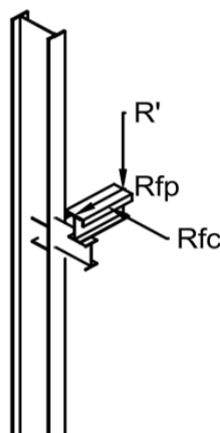
- Resistencia de las secciones
 - Tracción (CTE DB SE-A 5-3)
 - Tracción (CTE DB SE-A 5-5)
 - Flexión (CTE DB SE-A 5-6)
 - Flexión sin cortante (CTE DB SE-A 5-8)
 - Flexión y cortante (CTE DB SE-A 5-8)
- Estabilidad

- Pandeo (CTE DB SE-A 8-1)
- Flexión (CTE DB SE-A 5-6)
- Pandeo Lateral (CTE DB SE-A 9-3)
- Pandeo del alma (abolladura, CTE DB SE-A 9-4)
- Cargas Concentradas (CTE DB SE-A 9-5)
- Interacción de esfuerzos
 - Flexos traccionados (CTE DB SE-A 10-3)
 - Flexos comprimidos (CTE DB SE-A 10-4)
- Geométrica
 - Relación anchura/espesor (CTE DB SE-A, Tabla 5.5)

comprobación de las uniones

- Disposiciones constructivas (CTE DB SE-A 11-3)
- Resistencia de los tornillos sin pretensar (CTE DB SE-A 11-4)
- Cálculo de esfuerzos sobre los tornillos (CTE DB SE-A 11-6)
- Resistencia de las soldaduras (CTE DB SE-A 12-3)
- Cálculo de soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 12-4)

5.1 VIGAS CARRIL Y MÉNSULAS



Para el análisis del puente grúa es necesario realizar un desarrollo de carga en función del tiempo y a lo largo de la longitud de la viga carril (Línea de influencia) esto se puede realizar con programa que usan exactamente para ello, Para hacer más fácil el cálculo se darán detalles necesarios para entender los efectos generados, pero no se profundiza en su obtención.

5.1.1 VIGA CARRIL

Obtención de esfuerzos máximos.

Capacidad Tn	Long Viga m	Dist. Ruedas mm	Luz PG m	Pmax Kg
16000	6	3250	20	10400

TABLA 5.1: Datos puente grúa

La viga carril se considera como si fuese apoyada en 2 vanos (Lvc = 12000)

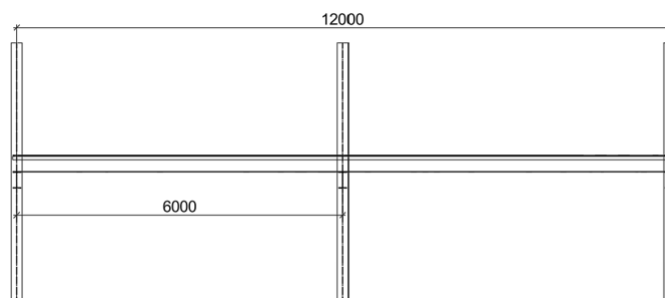
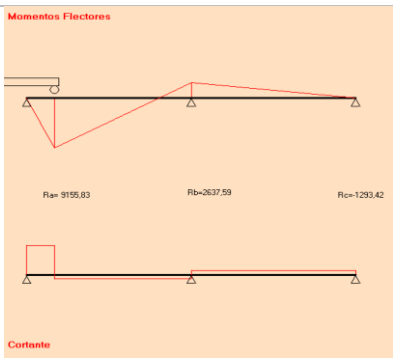
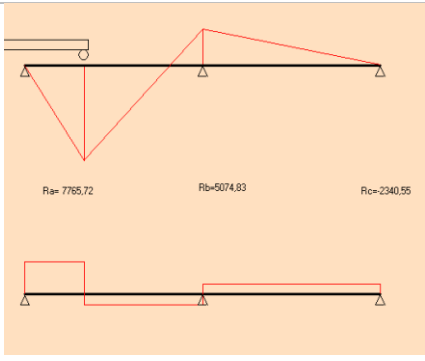
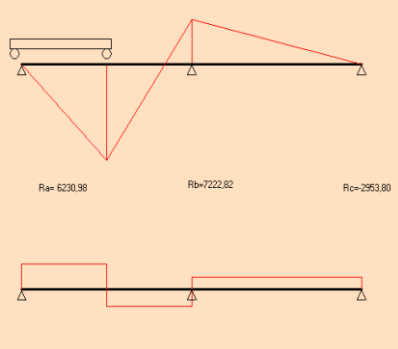
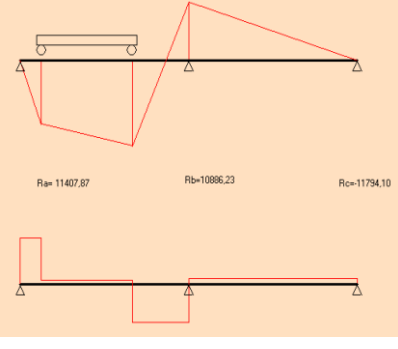
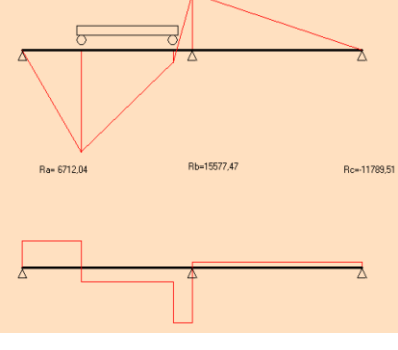
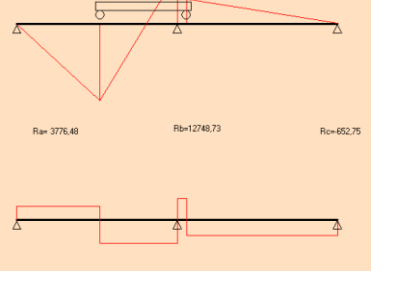


TABLA 5.2: Efectos según la posición del puente grúa

posición del puente grúa (X)	efectos
<p>X = 1 m, en esta posición el puente grúa solo tiene una rueda sobre la viga carril.</p> <p>Efectos:</p> <p>M+ 83.2 KNm</p> <p>M- 25.5 KNm</p> <p><i>reacciones en la imagen</i></p>	 <p>Momentos Flectores</p> <p>Cortante</p>
<p>X = 2 m, en esta posición el puente grúa solo tiene una rueda sobre la viga carril.</p> <p>Efectos:</p> <p>M+ 124.44 KNm</p> <p>M- 46.66 KNm</p>	 <p>Momentos Flectores</p> <p>Cortante</p>

<p>X = 3 m, en esta posición el puente grúa solo tiene una rueda sobre la viga carril.</p> <p>Efectos:</p> <p>M+ 128 KNm</p> <p>M- 59 KNm</p>	
<p>X = 4 m, en esta posición el puente grúa ya tiene las 2 ruedas sobre la viga carril.</p> <p>Efectos:</p> <p>M+ 114.4 KNm</p> <p>M- 77.7 KNm</p>	
<p>X = 5.35 m, posición de momento positivo máximo</p> <p>Efectos:</p> <p>M+ 140.21 KNm</p> <p>M- 77.15 KNm</p>	
<p>X = 6.35 m</p> <p>Efectos:</p> <p>M+ 117.8 KNm</p> <p>M- 76.5 KNm</p>	

$X = 7.62 \text{ m}$, posición de mo-
 mento negativo y reacción
 máximos

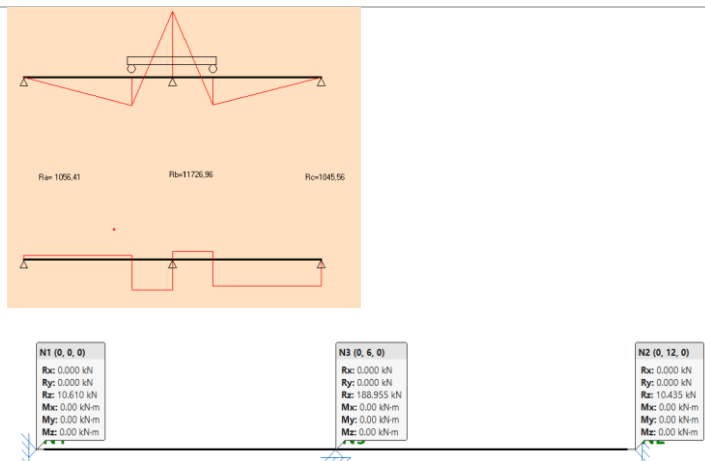
Efectos:

$M+ \text{ xx KNm}$

$M- 107.5 \text{ KNm}$

$R 189 \text{ KN}$

reacciones en la imagen



A continuación, en la siguiente tabla se muestran una tabla cuyo fin será el de exponer los efectos generado a lo largo de la viga carril según la posición del puente grúa cada metro y medio.

Ahora bien, es necesario aplicar un coeficiente de seguridad a estos efectos denominado coeficiente impacto con la finalidad de aumentar los efectos por si ocurre ciertas situaciones que no se prevén.

Efectos Críticos			
$M^+ \text{ (KNm)}$	$M^- \text{ (KNm)}$	$R \text{ (KN)}$	
140.21	107.5	189	
5.35	7.62	7.62	$X \text{ (m) PG}$
Teniendo en cuenta el coeficiente de impacto			
175	134	236	

TABLA 5.3: Efectos críticos y mayorados sobre la viga carril

Geometría y características mecánicas de la viga carril



Perfil	Dimensiones						Sección	Peso	mm4		mm3		
	mm						A-Av	P	106		103		
	h	b	tw	tf	r1	d	mm2	KN/m	Iy	Iz	Wy	Wz	
IPE 400	400	180	8.6	13.5	21	331	8450	4273	0.663	231.3	13.2	1160	146
UPN 240	240	85	9.5	13	6.5	184	4230	2313	0.332	36	2.48	300	39.6
			Zg	iy	iz								
IPE +	409.5	240	262.14	159.57	62.3		12680	4273	1	322.9	49.2	2024.7	410
UPN							1231.7						

TABLA 5.4: Características mecánicas de las secciones individuales y en conjunto

Obtención de los valores estáticos del conjunto

La tabla recoge los efectos generados de la viga carril a consecuencia de su propio peso en los puntos más desfavorables.

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (cortante) KN	4.2	0
M (Momento flector) KNm	-4.91	2.8
Reacciones en los apoyos KN		
Apoyo izquierdo	Apoyo intermedio	Apoyo derecho
2.48	8.23	2.48

TABLA 5.5: Efectos generados debido al peso propio

	M ⁺ (KNm)	M ⁻ (KNm)	R (KN)	V (KN)
Punto 2.1 m de la viga 5.35 m PG (A)				
Peso propio	2.79	-	-	-0.172
PG*Ci	175	-	-	-83.5
Punto 6 de la viga 7.62 m PG (B)				
Peso propio	-	-4.91	8.237	4.11
PG*Ci	-	-134	236	94.25

TABLA 5.6: Resumen de esfuerzos críticos sobre la viga carril

comprobación de la viga carril

Combinación de acciones

A:

$$M_{Ed,y}^+ = 1.35 * PP + 1.5 * PG = 1.35 * 2.79 + 175 * 1.5 = 266.2 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed,z}^+ = \frac{M_{Ed,y,PG}^+}{10} = \frac{266.2}{10} = 26.25 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed,y}^- = 1.35 * PP + 1.5 * PG = 1.35 * 0.172 + 83.5 * 1.5 = 125.5 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,z}^- = \frac{V_{Ed,y,PG}^-}{10} = \frac{125.5}{10} = 12.52 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 55.8 \text{ KN}$$

B:

$$M_{Ed,y}^- = 1.35 * PP + 1.5 * PG = 1.35 * 4.91 + 134 * 1.5 = 207.6 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed,y} = 1.35 * PP + 1.5 * PG = 1.35 * 8.2 + 236 * 1.5 = 365 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 55.8 \text{ KN}$$

Comprobación de resistencia

Se debe satisfacer:

$$\left\{ \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \right\}_{Cabeza} + \left\{ \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \right\}_{seccion} + \left\{ \frac{M_{Ed,z}}{M_{c,Rd,z}} \right\}_{cabeza} \leq 1$$

$$\left\{ \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \right\}_{conjunto}^{inferior} \leq 1$$

El criterio es el siguiente, dado que los esfuerzos de la frenada se producen en la cabeza, se considera que solo la cabeza del conjunto resiste a ellos, por lo tanto, los esfuerzos solicitantes de cálculo para la comprobación de este punto son:

Valores de cálculo

$$M_{Ed,y}^+ = 266.2 \text{ KNm} \rightarrow ; \rightarrow M_{Ed,z}^+ = 26.5 \text{ KNm} \rightarrow ; \rightarrow N_{Ed} = 55.8 \text{ KN}$$

Características Mecánicas de la cabeza del conjunto

$$Area\ de\ la\ cabeza\ (A_c) = T f_{IPE} * b_{IPE} + A_{UPN} = 13.5 * 180 + 3220 = 6660\ mm^2$$

$$W_{y,C} = 2024.7_x 10^3\ mm^3$$

Momento de inercia en Z de la cabeza (I_z) =

$$\left(\frac{1}{12} * t f * b^3\right)_{IPE} + I_{y,UPN} = \left(\frac{1}{12} * 13.5 * 180^3\right)_{IPE} + 36 = 42.56 * 10^6\ mm^4$$

$$W_{z,C} = \left[\frac{I_{z,C}}{\frac{h}{2}}\right] = \frac{[42.56 * 10^6]}{120} = 354.67 * 10^3\ mm^3$$

$$Radio\ de\ giro\ en\ z\ de\ la\ cabeza\ (i_z) = \sqrt{\frac{I_{z,C}}{A_c}} = \sqrt{42.56 * \frac{10^6}{6660}} = 79.93\ mm$$

Valores resistentes

$$N_{c,Rd} = A_c * f_{yd} = 6660 * 261.9 = 1744\ KN$$

$$M_{c,Rd,y} = W_{y,C} * f_{yd} = 2024.7_x 10^3 * 261.9 = 530.2\ KNm$$

$$M_{c,Rd,z} = W_{z,C} * f_{yd} = 354.6_x 10^3 * 261.9 = 92.8\ KNm$$

comprobación de la cabeza de la viga.

$$\left\{\frac{55.8}{1744}\right\}_{Cabeza} + \left\{\frac{266.2}{530.2}\right\}_{seccion} + \left\{\frac{26.25}{92.8}\right\}_{cabeza} \leq 1 \rightarrow [(0.032 + 0.5 + 0.29)] = 0.82 < 1$$

OK

Comprobación del conjunto parte inferior

$$M_{c,Rd,y,inf} = W_{y,inf} * f_{yd} = 1231.7_x 10^3 * 261.9 = 322.5\ KNm$$

$$\left\{\frac{266.2}{322.5}\right\}_{conjunto}^{inferior} \leq 1$$

OK

Comprobación de estabilidad

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{X * f_{yd}} + K_z \frac{c_{m,z} * M_{Ed,z}}{M_{c,Rd,z}} \leq 1$$

Esta comprobación se realizará en la cabeza de la viga carril mediante el método aproximado.

$$Z_{g,c} = h_c - Z_{g,UPN+IPEf} - Z_g = 409.5 - 19.2 - 262.14 = 128.16 \text{ mm}$$

$$P_f = \frac{M_{Ed,y}}{I_y} * S_{f,y} \text{ donde el } S_{f,y} = Z_{g,c} * A_{cabeza} = 128.16 * 6660 = 853.5 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$P_f = \frac{266.2}{322.9} * 853 = 598 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = P_f + 55.8 = 653.8 \text{ KN} \longrightarrow M_{Ed,z} = 26.25 \text{ KNm}$$

$$\beta \rightarrow \text{coeficiente de pandeo} = 1$$

$$L_k \rightarrow \text{Longitud de pandeo} = \beta * L_{VC} = 6000 \text{ mm}$$

$$\lambda_M \rightarrow \text{Esbeltez Mecánica} = \frac{L_K}{i_{z,c}} = \frac{6000}{79.63} = 75.34$$

$$\lambda_E = \text{Esbeltez de euler} = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} = \pi * \sqrt{\frac{210000}{275}} = 86.81$$

$$\lambda_r \rightarrow \text{Esbeltez Relativa} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} = \frac{75.34}{86.81} = 0.868$$

De acuerdo con los datos anteriores y considerando que se trata de un cálculo sobre de una UPN en su plano fuerte, se puede considerar estando del lado de la seguridad que la curva de pandeo es la c, por lo tanto, el coeficiente de reducción de pandeo es: $X = 0.625$

$$N_{b,Rd} = X * N_{c,Rd} = 0.625 * 1744 = 1090 \text{ KN}$$

$$K_z = 1 + 0.6 * \lambda_r \left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right) = 1 + 0.6 * 0.868 * \left(\frac{653.8}{1090} \right) = 1.31 \longrightarrow C_{m,z} = 0.9$$

$$\frac{653.8}{1090} + 1.31 \frac{0.9 * 26.25}{92.8} = 0.6 + 0.33 = 0.93 < 1 \text{ OK}$$

Abolladura del alma por cortante

En principio partimos de no tener rigidizadores, por lo tanto, no se comprobará si se satisface:

$$\frac{d}{t_w} < 70\epsilon = \frac{331}{8.6} < 70 * \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow 38.48 < 64.7 \quad \text{OK}$$

Cargas Concentradas

Se supone que existen rigidizadores cada 4000 mm

$$F_{b,Rd} \geq F_{Ed} \quad F_{bRd} = X_F * (l_y * t_w) * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad X_F = \frac{0.5}{\lambda_{Fr}} \leq 1 \quad \lambda_{Fr} = \sqrt{l_y * t_w * \frac{f_y}{F_{cr}}}$$

$$F_{cr} = 0.9 K_F E * \frac{t_w^3}{d} \quad K_F = 6 + 2 * \left(\frac{d}{a}\right)^2$$

Para 2 ruedas

$$K_F = 6 + 2 * \left(\frac{331}{4000}\right)^2 = 6.013$$

$$l_y = S_s + 2 * t_f * (1 + \sqrt{m1 + m2}) \leq a \quad m_1 = \frac{f_{yf} * b_f}{f_{yw} * t_w} = \frac{b_f}{t_w} = \frac{240}{8.5} = 28.23$$

$$l_y = 2350 + 2 * 23 * (1 + \sqrt{28.23}) = 3540 \text{ mm}$$

$$F_{cr} = 0.9 * 6.013 * 210000 * \frac{8.6^3}{331} = 2183 \text{ KN} \quad \lambda_{Fr} = \sqrt{3540 * 8.6 * \frac{275}{2183}} = 1.95$$

$$X_F = \frac{0.5}{\lambda_{Fr}} = 0.255 \quad F_{bRd} = 0.255 * (3540 * 8.6) * \frac{275}{1.05} = 2033 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{bRd}} = \frac{390}{2033} = 0.2$$

OK

Para 1 rueda:

$$K_F = 6 + 2 * \left(\frac{331}{4000}\right)^2 = 6.013$$

$$l_y = 2 * t_f * (1 + \sqrt{m1 + m2}) \leq a \quad m_1 = \frac{f_{yf} * b_f}{f_{yw} * t_w} = \frac{b_f}{t_w} = \frac{240}{8.5} = 28.23$$

$$l_y = 2350 + 2 * 23 * (1 + \sqrt{28.23}) = 290 \text{ mm}$$

$$F_{cr} = 0.9 * 6.013 * 210000 * \frac{8.6^3}{331} = 2183 \text{ KN} \quad \lambda_{Fr} = \sqrt{290 * 8.6 * \frac{275}{2183}} = 0.56$$

$$X_F = \frac{0.5}{\lambda_{Fr}} = 0.89 \quad F_{bRd} = 0.89 * (290 * 8.6) * \frac{275}{1.05} = 583 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{bRd}} = \frac{195}{583} = 0.33$$

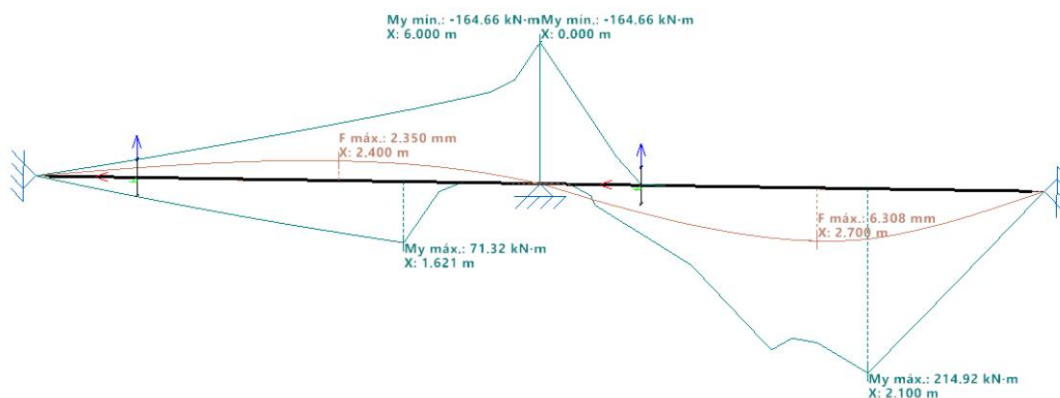
OK

Si se decide no poner rigidizadores tampoco pasaría nada, pero por temas constructivos se colocarán en punto críticos, las dimensiones y su separación se detallan en el documento Planos (P).

Comprobación de servicio.

La flecha limite es $\delta \leq \frac{(L=\text{Modulación})}{800} = \frac{6000}{800} = 7.5 \text{ mm}$

La flecha que se forma al aplicarle las cargas del puente grúa sin coeficiente de impacto es $\delta_z = 6.3 \text{ mm}$ **OK**



5.1.2 MÉNSULA

La ménsula se compondrá de un IPN 380, a continuación, se proporcionan sus características mecánicas.

Perfi l	Dimensiones						Sección		Peso	mm4		mm3	
	mm						A-Av	P	106	103			
	h	b	tw	tf	r1	d	mm2	KN/ m	Iy	Iz	Wy	Wz	
IPN 380	380	149	13.7	20.5	8.2	306	10700	5208	0.841	240.5	9.75	1260	131

TABLA 5.7: Características mecánicas de la sección

Comprobación

Flexión y cortante

$$M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd,y} \quad \text{si } V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,Rd} \quad V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Según se especifica en las características mecánicas del perfil, se tiene un espesor mayor de 16 pero menor que 40 mm, por lo tanto, el $f_{yd} = 252.38 \text{ Mpa}$.

$$V_{plRd} = 5208 * \frac{252.38}{\sqrt{3}} = 759 \text{ KN} \quad V_{Ed=365} < 0.5V_{pl,Rd}=379.5$$

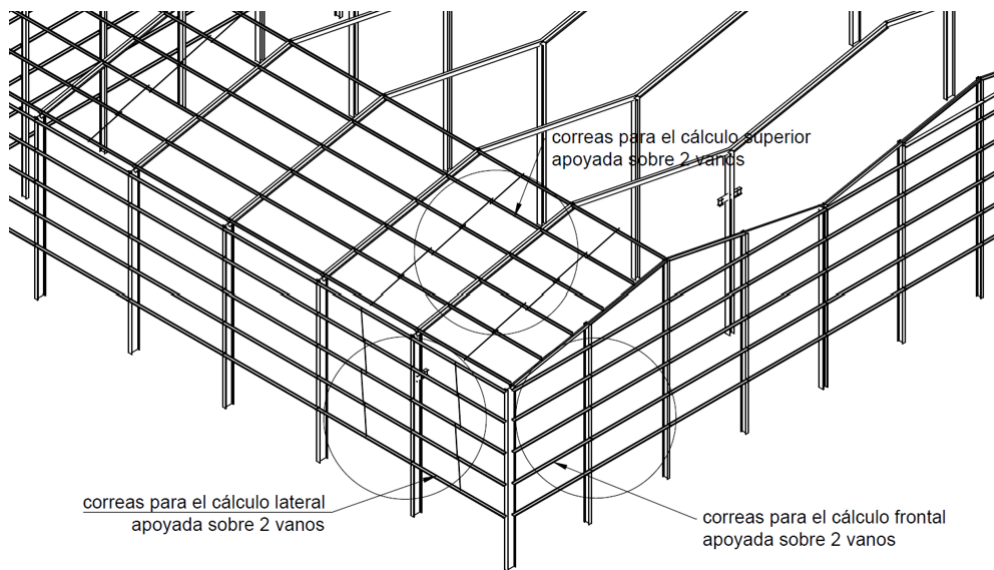
El cortante se desprecia, entonces.

$$M_{Ed,y} = 0.5 * 365 = 182.5 \text{ KNm} \quad M_{cRd,y} = 1260_x 10^3 * 252.38 = 317 \text{ KNm}$$

OK

5.2 CORREAS

En la siguiente imagen se hará referencia a las correas seleccionadas para realizar el cálculo.



Correa

Correas laterales y frontales simples

Correas laterales y frontales compuestas

Correas superiores simple con ángulo de inclinación de 11, 31°

TABLA 5.8: Disposición de las correas

5.2.1 CORREAS LATERALES

Correas Simple

Perfil	Dimensiones						Sección A mm2	Peso P KN/m	mm4		mm3	
	mm								106		103	
	h	b	a	e	r	c			Iy	Iz	Wy	Wz
CF 180X2.5	180	60	20	2.5	2.5	17.5	809	0.063	3.89	0.385	43.2	9.06

TABLA 5.9: Características mecánicas de la sección

Luz entre vanos = M = 6 m.

En el centro de los vanos donde están las tirantillas, estas generan un apoyo según su dirección, pero en las otras 2 direcciones no realizan ningún efecto.

Cargas en dirección Y y sus efectos

Carga muerta de la chapa: 0.124 KN/m

Peso propio de la correa: 0.0635 KN/m

Por lo tanto,

B

Esta imagen es la misma para todas las demás correas cuando se hagan referencias para estos puntos, cuando no exista la tirantilla el centro del vano será el punto donde está la tirantilla.

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Apoyo de la tirantilla	Centro del vano
V (Y) KN	0.08	0.11	0
M (Z) KNm	-0.12	-0.18	0.13

TABLA 5.10: Efectos debido al peso propio

Cargas en dirección Z y sus efectos

Cargas de viento

Hipótesis V (0°)

Según esta dirección el área de carga del viento es la D, la carga que le corresponde según esta hipótesis es 0.59 KN/m^2 .

La tirantilla para esta carga no ejerce efecto, entonces.

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Z) KN	-3.86	0
M (Y) KNm	-4.63	2.6

TABLA 5.11: Efectos debido al viento en dirección 0°

Hipótesis V (90°)

según esta hipótesis la carga del viento se distribuye a través de toda la longitud provocando áreas de succión A, B y C, para el elemento en estudio solo se genera succión en las áreas A y B.

La longitud de actuación de estas áreas son las siguientes

$$XA = 2.4 \text{ m y } XB = 21.6 \text{ m}$$

La longitud de la correa es de 12 m, por lo tanto, sobre la correa habrá cargas diferentes.

Carga en el área A: 1.835 KN/m

Carga en el área B: 1.22 KN/m

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Z) KN	4.64	0
M (Y) KNm	5.89	2.94

TABLA 5.12: Efectos debido al viento en dirección 90°

Las cargas generadas por el viento a 180° y 270° no se consideran.

Comprobación

Relación anchura / espesor

Se debe satisfacer:

$h / t < 250$:	68.0	OK
$b / t < 90$:	20.0	OK
$c / t < 30$:	6.0	OK

Los rigidizadores proporcionan suficiente rigidez, ya que se cumple:

$0.2 < c / b < 0.6$:	0.300	
h: Altura del alma.	h	: 170.00	mm
b: Ancho de las alas.	b	: 50.00	mm
c: Altura de los rigidizadores.	c	: 15.00	mm
t: Espesor.	t	: 2.50	mm

Resistencia a flexión. Eje Y

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{CRd}} \leq 1 \quad \eta \quad : \quad 0.781 \quad \text{OK}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.5·VIENTO(V0).

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo	:	6.96	kNm
--	---	------	-----

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.5·VIENTO (90).

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.	:	8.84	kNm
---	---	------	-----

La resistencia de cálculo a flexión $M_{c,Rd}$ viene

dada por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y * f_{yb}}{Y_{M0}} \quad : \quad 11.31 \quad \text{kNm}$$

Wy: Módulo resistente eficaz correspondiente a la fibra de mayor tensión	:	43.2	cm ³
--	---	------	-----------------

Resistencia a flexión. Eje Z

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{CRd}} \leq 1 \quad \eta : 0.071 \quad OK$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

1.35·PP

$M_{z,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. : 0.17 kNm

Para flexión negativa:

$M_{z,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. : 0.00 kNm

La resistencia de cálculo a flexión $M_{c,Rd}$ viene dada por

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y * f_{yb}}{Y_{M0}} : 2.37 \quad kNm$$

W_y : Módulo resistente eficaz correspondiente a la fibra de mayor tensión. : 9.06 cm³

Resistencia a flexión desviada

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{CRd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{CRd,z}} \leq 1 \quad \eta : 0.852 \quad OK$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

1.35·PP+1.35·CARGA DELACHAPA+0.8·Reaccion tirantillas+1.5·VIENTO (90).

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores : 8.84 kNm

solicitantes de cálculo pésimo, según : 0.17 kNm

los ejes Y y Z, respectivamente.

Las resistencias de cálculo vienen dadas por:

$M_{cy,Rd}$, $M_{cz,Rd}$: Resistencia de cálculo a flexión, según : 11.31 kNm

los ejes Y y Z, respectivamente. : 2.37 kNm

Una vez realizado el cálculo y verificar que la correa cumple, es necesario calcular la reacción de la tirantilla y transmitirla hasta la última correa.

Reacción de tirantilla

La reacción resultante de la tirantilla es $R_{tr} = 3.5 * R_t = 3.5 * 0.636 = 2.22 \text{ kN}$

Última correa

dado que la última correa es quien recibe todo el peso de la chapa y correa inferiores transmitido a través de las tirantillas es necesario verificar que la correa seleccionada es la correcta, si es viable utilizar una correa o una correa compuesta en forma de cajón.

Perfil	Dimensiones						Sección	Peso	mm4		mm3	
	mm						A	P	106		103	
	h	b	a	e	r	c	mm2	KN/m	Iy	Iz	Wy	Wz
CF 180X2.5	120	180	20	2.5	2.5	0	1618	0.126	7.78	3.68	86.4	61.3

TABLA 5.13: Características mecánicas de la sección

La carga de viento para la hipótesis V (0°) no se considera para este cálculo, su efecto es menor que la carga de la hipótesis V (90°) como se mostró en el cálculo anterior.

Cargas en dirección Y y sus efectos

Carga muerta de la chapa:

Peso propio de la correa:

Carga muerta transmitida por la tirantilla: $R_{tr} = 2.22 \text{ KN}$

Por lo tanto, $q_{cp} = q_{cp,correa} + q_{cp,chapa} = 0.061 + 0.124 = 0.185 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ y $F_{cp} = 2.22 \text{ KN}$

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Z) KN	-2.21	2
M (Y) KNm	-3.33	2.5

TABLA 5.14: Efectos debido al peso propio y peso transmitido

Cargas en dirección Z y sus efectos

Cargas de viento: dado que se ejecutan sobre la mitad de área, las cargas serán la mitad.

Hipótesis V (90°)

Carga en el área A: 0.917 KN/m

Carga en el área B: 0.61 KN/m

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Z) KN	2.47	0
M (Y) KNm	2.94	2.1

TABLA 5.15: Efectos debido al viento en dirección 90°

Las cargas generadas por el viento a 180° y 270° no se consideran.

Comprobación

Resistencia a flexión eje Y

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{CRd,y}} \leq 1 \quad \eta : 0.195 \quad \text{OK}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones
1.5·VIENTO (90).

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. : 4.41 kN·m

La resistencia de cálculo a flexión $M_{c,Rd}$ viene dada por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y * f_{yb}}{\gamma_{M0}} : 22.63 \quad \text{kN·m}$$

W_y : Módulo resistente eficaz correspondiente a la fibra
de mayor tensión. : 86.4 cm³

Resistencia a flexión. Eje Z

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{CRd,z}} \leq 1 \quad \eta : 0.28 \quad \text{Ok}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones
1.35·PP

$M_{z,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. : 4.5 kN·m

La resistencia de cálculo a flexión $M_{c,Rd}^+$ viene dada por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad : \quad 16 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

W_y : Módulo resistente eficaz correspondiente a la fibra de mayor tensión. : 61.35 cm^3

Resistencia a flexión desviada

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{CRd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{CRd,z}} \leq 1 \quad \eta \quad : \quad 0.475 \quad \text{OK}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones
1.35·PP+1.35·CARGA DELACHAPA+0.8·Reaccion tirantillas+1.5·VIENTO (90).

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de : 4.41 $\text{kN}\cdot\text{m}$
cálculo pésimo, según los ejes Y y Z,
respectivamente. : 4.5 $\text{kN}\cdot\text{m}$

Las resistencias de cálculo vienen dadas por:

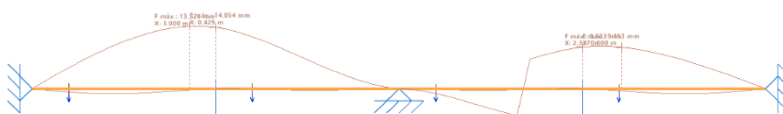
$M_{cy,Rd}$, $M_{cz,Rd}$: Resistencia de cálculo a flexión, : 22.63 $\text{kN}\cdot\text{m}$
según los ejes Y y Z, respectivamente. : 16 $\text{kN}\cdot\text{m}$

Comprobación de servicio

Desplazamiento horizontal (correa simple)

La flecha límite es $\delta \leq \frac{(L=\text{Modulación})}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$ para comprobación característica.

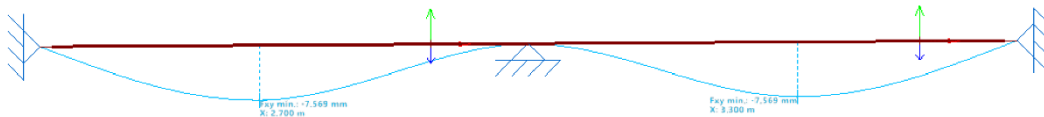
La flecha que se forma es $\delta_z = 14 \text{ mm}$ **OK**



Desplazamiento vertical (última correa)

La flecha limite es $\delta \leq \frac{(L=Modulación)}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$ para comprobación característica.

La flecha que se forma es $\delta_z = 7.57 \text{ mm}$ **OK**



5.2.2 CORREAS FRONTALES

Perfil	Dimensiones						Sección	Peso	mm4		mm3	
	mm						A	P	106		103	
	h	b	a	e	r	c	mm2	KN/m	Iy	Iz	Wy	Wz
CF 180X2.5	180	60	20	2.5	2.5	17.5	809	0.063	3.89	0.385	43.2	9.06

TABLA 5.16: Características mecánicas de la sección

Luz entre vanos = SPH = 5 m.

Cargas en dirección Y

Carga muerta de la chapa: 0.124 KN/m

Peso propio de la correa: 0.0635 KN/m

Por lo tanto,

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Apoyo de la tirantilla	Centro del vano
V (Y) KN	0.08	0.11	0
M (Z) KNm	-0.12	-0.18	0.13

TABLA 5.17: Efectos debido al peso propio

Cargas en dirección Z

Cargas de viento

Hipótesis V (0°)

según esta hipótesis la carga del viento se distribuye a través de toda la longitud provocando áreas de succión A, B y C, para el elemento en estudio solo se genera succión en las áreas A y B.

$XA = 2.4 \text{ m}$ y $XB = 21.6 \text{ m}$

Carga en el área A: 1.732 KN/m

Carga en el área B: 1.15 KN/m

Hipótesis V (90°)

Según esta dirección el área de carga del viento es la D, la carga que le corresponde se

La longitud de actuación de estas áreas son las siguientes

La longitud de la correa es de 10 m , por lo tanto, sobre la correa habrá cargas diferentes.

Entonces, la carga es 1.1 KN/m .

Análisis y comprobación

En base al desarrollo anterior sobre las cargas que actúan sobre la correa de análisis se observa que estas cargas son inferiores que las que actuaban sobre las correas laterales. Por esto y dado que la distancia de actuación de la carga en el área A (X_a) es la misma, las distancias de los vanos son inferior y la separación entre correas (SCF) es la misma.

Esta correa simple y la compuesta se dan por válida y cálculo es innecesario

OK

Comprobación de servicio

En cuanto al estado de servicio se considera que el efecto es el mismo que el anterior, la flecha será menor dado que la distancia entre apoyo es menor y los esfuerzos igualmente.

5.2.3 CORREAS SUPERIORES

Correa simple

Perfil	Dimensiones						Sección A mm2	Peso P KN/m	mm4		mm3	
	mm								106		103	
	h	b	a	e	r	c			Iy	Iz	Wy	Wz
CF 200X2.5	200	60	20	2.5	2.5	16.6	859	0.0674	5	0.397	50	9.15

TABLA 5.18: Características mecánicas de la sección

Luz entre vanos = M = 6 m.

Cargas en dirección Z y sus efectos

Cargas Permanentes

Carga muerta de la chapa: 0.139 KN/m

Peso propio de la correa: 0.0627 KN/m

Por lo tanto,

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Y) KN	-0.78	0
M (Z) KNm	-0.92	0.52

TABLA 5.19: Efectos debido al peso propio

Cargas variables

Nieve: 0.98 KN/m

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Y) KN	-3.67	0
M (Z) KNm	-4.4	2.48

TABLA 5.20: Efectos debido a la nieve

Cargas de viento

Hipótesis V (0°) a

Como la longitud de la correa es 12 m, la longitud de actuación de la carga en dirección perpendicular al viento (YF) es 6 m y la longitud de actuación de la carga en dirección al viento (XF) es 2.4 m, entonces la carga lineal para estas áreas es:

$$q_{v(0)a,correa,F} = Q_{Fv(0)a} * (XF - 1) + Q_{Hv(0)a} * (SCC - XF - 1) \text{ para la longitud YF}$$

$$q_{v(0)a,correa,F} = Q_{Gv(0)a} * (XF - 1) + Q_{Hv(0)a} * (SCC - XF - 1) \text{ para la longitud } L_{correa}-YF$$

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Y) KN	5.88	-1
M (Z) KNm	6.51	-4.31

TABLA 5.21: Efectos debido a la en dirección 0° hipótesis a

Hipótesis V (0°) b

Se sigue el mismo criterio, pero dado que todas las áreas tienen el mismo valor, la correa esta cargada de forma uniforme y su carga es:

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Y) KN	-0.17	0
M (Z) KNm	-1	0.57

TABLA 5.22: Efectos debido a la en dirección 0° hipótesis b

Hipótesis V (90°)

Como la longitud de la correa es 12 m, la longitud de actuación de la carga en dirección perpendicular (YF) es 2.4 m y la longitud de actuación de la carga en dirección al viento (XF) es 6 m, entonces la carga lineal para estas áreas es:

$$q_{v(90),correa,F} = Q_{Fv(90)} * SCC \text{ para la longitud XF}$$

$$q_{v(90),correa,F} = Q_{Gv(90)a} * SCC \text{ para la longitud } L_{correa}\text{-XF}$$

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Centro del vano
V (Y) KN	4.98	-1.63
M (Z) KNm	5.9	-4.97

TABLA 5.23: Efectos debido a la en dirección 90° hipótesis

Cargas en dirección Z y sus efectos

Cargas Permanentes

Carga muerta de la chapa: 0.027 KN/m

Peso propio de la correa: 0.0125 KN/m

Por lo tanto,

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Apoyo de la tirantilla	Centro del vano
V (Y) KN	0.151	0.032	0
M (Z) KNm	-0.18	0.09	0.1

TABLA 5.24: Efectos debido al peso propio

Cargas variables

Nieve: 0.196 KN/m

Punto cercano a: ->	Apoyo intermedio	Apoyo de la tirantilla	Centro del vano
V (Y) KN	0.724	0.152	0
M (Z) KNm	-0.86	0.43	0.48

TABLA 5.25: Efectos debido a la nieve

Comprobación

Relación anchura / espesor

Se debe satisfacer:

$h / t < 250$:	76.0	OK
$b / t < 90$:	20.0	OK
$c / t < 30$:	6.0	OK

Los rigidizadores proporcionan suficiente rigidez, ya que se cumple:

$0.2 < c / b < 0.6$:	0.300	
h: Altura del alma.	h	190.00	mm
b: Ancho de las alas.	b	50.00	mm
c: Altura de los rigidizadores.	c	15.00	mm
t: Espesor.	t	2.50	mm

Nota: Las dimensiones no incluyen los acuerdos curvos entre elementos planos.

Análisis

Anteriormente se definieron los puntos A y B sobre la longitud de la barra donde se prevé que en estos o cerca se producen los esfuerzos máximos.

El siguiente desarrollo tiene el fin de comparar y obtener los esfuerzos máximos de los 2 puntos, para después utilizar el valor mayor.

KN/m			KNm				
Cargas	Z	Y	Mz(A)	Mz(B)	My(A)	My(B)	
V (0°) a	-1,6	-1,3	x	x	x	6,51	-4,31
V (0°) b	0,226	0,226	x	x	x	-1	0,57
V (90)	-2,466	-1,116	x	x	x	5,9	-4,97
Nieve	-	0,98	0,196	-0,86	0,43	-4,4	2,48
Peso Propio	-	0,205	0,04	-0,18	0,1	-0,92	0,52

TABLA 5.26: Resumen de momentos flectores de cálculo en dirección Y y Z.

Resistencia a flexión eje Y

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \quad \eta : 0.695 \quad \text{OK}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

1.5*VIENTO(V0a) + 0.8*PP Punto (A)

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. : 9.03 kN·m

La resistencia de cálculo a flexión $M_{C,Rd}$ viene dada por:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_y * f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad : 13 \quad \text{kN·m}$$

W_y : Módulo resistente eficaz correspondiente a la fibra de mayor tensión. : 50 cm³

Resistencia a flexión. Eje Z

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \quad \eta : 0.14 \quad \text{Ok}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

1.35*PP + 1.5*N Punto (B)

$M_{z,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. : 0.34 kN·m

La resistencia de cálculo a flexión $M_{C,Rd}$ viene dada por:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_y * f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad : 2.39 \quad \text{kN·m}$$

Donde:

W_y : Módulo resistente eficaz correspondiente a la fibra de mayor tensión. : 9.15 cm³

Resistencia a flexión desviada

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{CRd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{CRd,z}} \leq 1 \quad \eta : 0.8 \quad \text{OK}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot \text{CARGA DELACHAPA} + 0.8 \cdot \text{Reaccion tirantillas} + 1.5 \cdot \text{VIENTO}$

(90). Punto (A)

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de : 9.03 kN·m
cálculo pésimo, según los ejes Y y Z,
respectivamente. : 0.25 kN·m

Las resistencias de cálculo vienen dadas por:

$M_{cy,Rd}, M_{cz,Rd}$: Resistencia de cálculo a flexión, : 13 kN·m
según los ejes Y y Z, respectivamente. : 2.39 kN·m

Reacción de tirantilla

La reacción resultante de la tirantilla para el cálculo de la última tirantilla es

$$R_{tr} = 5 * R_t = 5 * 0.812 = 4.06 \text{ KN} \quad R_{t_{Horz}} = \frac{4.06}{\cos(11.31)} = 4.14 \text{ KN}$$

La reacción resultante de la tirantilla para el cálculo de la última correa es

$$R_{tr} = 4.5 * R_t = 4.5 * 0.812 = 3.65 \text{ KN} \rightarrow F_{tr} = 3.65 * \tan(11.31) = 0.74 \text{ KN}$$

Última correa (Simple)

Análisis

El área tributaria de la última correa es la mitad en referencia al área de la correa anteriormente calculada, además, las cargas de viento, nieve y peso propio por chapa son la mitad. El criterio es el siguiente, no es necesario comprobar la sección si los efectos generados por la como carga puntual (F_{tr}) debido a la carga transmitida por las tirantillas en dirección vertical (Z) son menores que los efectos generados sobre la anterior correa. Por experiencia, aunque sean mayores no es necesario la comprobación ya que todo el efecto lo amortigua la tirantilla horizontal.

OK

Cálculo de la tirantilla horizontal

$$N_{Ed} = 1.35 * PP + 1.5 * N = \frac{[(1.35 * 0.155) + (1.5 * 0.666)]}{\tan(11.31)} = 6 \text{ KN}$$

Se utilizará un tirante R10, entonces

$$N_{c,Rd} = A * f_{yd} \rightarrow A = \pi * r^2 = \pi * 5^2 = 78.53 \text{ mm}^2 \rightarrow$$

$$N_{c,Rd} = \frac{78.53}{1000} * \frac{275}{1.05} = 20.5 \text{ KN} \rightarrow \eta = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{6}{20.5} = 0.3$$

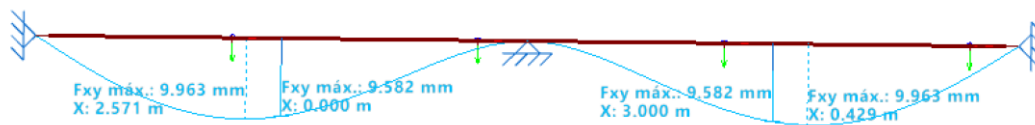
OK

Comprobación de servicio

Desplazamiento horizontal (última correa simple)

La flecha limite es $\delta \leq \frac{(L=Modulación)}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$ para comprobación característica.

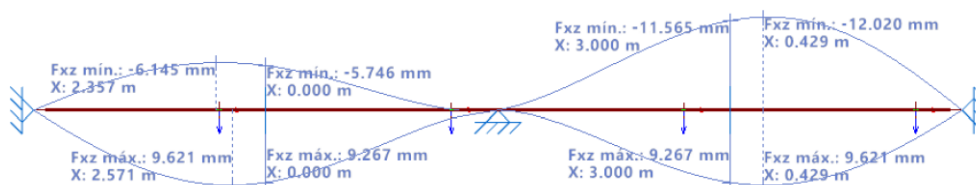
La flecha que se forma es $\delta_z = 10 \text{ mm}$ **OK**



Desplazamiento vertical (primera correa simple)

La flecha limite es $\delta \leq \frac{(L=Modulación)}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$ para comprobación característica.

La flecha que se forma es $\delta_z = 12 \text{ mm}$ **OK**



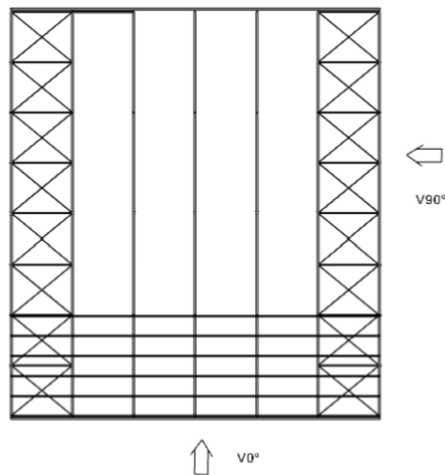
5.3 ARRIOSTRAMIENTOS

5.3.1 ARRIOSTRAMIENTOS SUPERIORES

Geometría y designación

El peso propio de la estructura no se considera para este cálculo, únicamente se consideran aquellas cargas dentro plano de la estructura y en dirección vertical según la imagen, por lo tanto, el peso propio y la carga generaran ningún efecto.

Cargas sobre el sistema arriostramiento.



Hipótesis V (0°) a nivel del suelo

Retomando la información obtenida en el apartado de cálculo de cargas de viento para la hipótesis V (0°) existe las siguientes áreas de presión.

superficie zonas	A	B	C
$Q_v \text{ KN/m}^2$	-0,99	-0,66	-0,41
$X \text{ (a, b, c) m}$	2.4	21.6	16

TABLA 5.27: Carga superficial generada por el viento

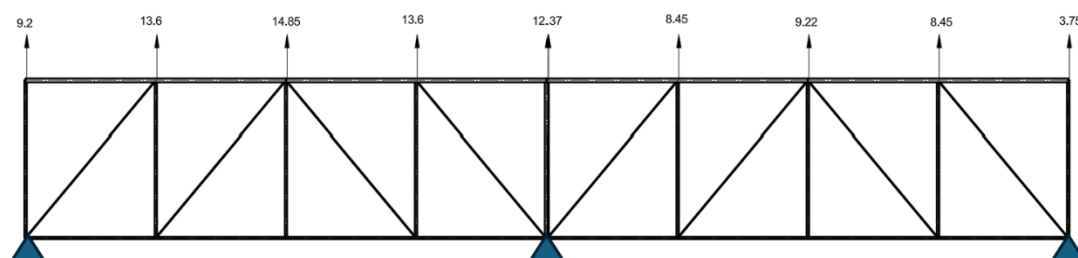
Según lo anterior las cargas que actúan sobre el arriostramiento es debido a reacción superior generada por los pilares hastiales, esa reacción es $3/8 \cdot q \cdot x$ (imagen) y $q = Q_v \cdot X$ (tabla anterior).

Los pilares se enumeran de izquierda a derecha empezando por el 1. A continuación, se presenta una tabla que recoge las cargas y las reacciones generadas por estos pilares.

Pilares	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Área	A/B	B	B	B	B	B/C	C	C	C
Actuación (m)	2.4/0.1	5	5	5	5	1.5/3.5	5	5	2.5
Carga (KN/m)	2.45	3.3	3.3	3.3	3.3	2.42	2	2	1
Altura (m)	10	11	12	11	10	11	12	11	10
Reacción (KN, -)	9.2	13.6	14.85	13.6	12.37	8.45	9.22	8.45	3.75

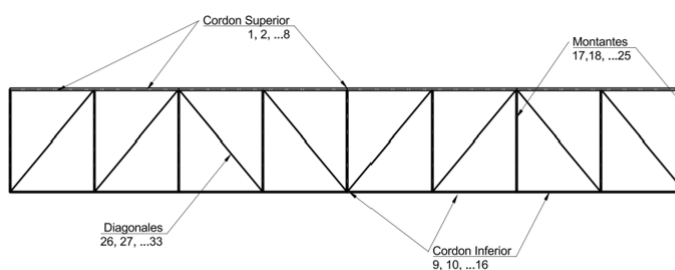
TABLA 5.28: geometría, carga y reacciones en los pilares hastiales

Estado de carga sobre el arriostramiento



Análisis

Dado que se habla de arriostramiento se deduce que todos aquellos elementos de las cruces que estén a compresión no son considerados.



Hipótesis V (90º) a nivel del suelo

El criterio es el mismo, se trata de obtener la reacción en el apoyo superior pero esta vez debido a la carga generada por el viento en la dirección de 90 grados, bajo esta hipótesis todas las cargas lineales son iguales debido a que el único punto de presión que existe es el D.

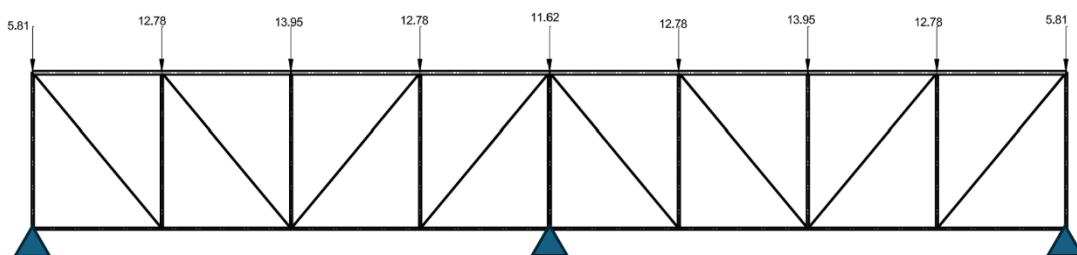
$$Q_v(D) = 0.621 \text{ KN/m}^2$$

Pilares	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Área	D	D	D	D	D	D	D	D	D
Actuación (m)	2.5	5	5	5	5	5	5	5	2.5
Carga (KN/m)	1.55	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	1.55
Altura (m)	10	11	12	11	10	11	12	11	10
Reacción (KN, +)	5.81	12.78	13.95	12.78	11.62	12.78	13.95	12.78	5.81

TABLA 5.29: geometría, carga y reacciones en los pilares hastiales

Dado que las cargas ahora son en el sentido contrario al anterior la disposición de las diagonales han cambiado, pero su enumeración no.

Estado de carga sobre el arriostramiento



- Las demás hipótesis de no se consideran

Habiendo obtenido los resultados anteriores se presenta la siguiente tabla que recoge tanto los efectos generados sobre todas las barras del sistema según su hipótesis como las reacciones generadas en los apoyos.

Elemento		Axil KN		Reacciones KN	
		V (0º)	V (90º)	V (0º)	V (90º)
Cordón Superior	1	0	-16		
	2	16.55	-21.57		
	3	14.57	-21.57		
	4	-3.87	-13.34		
	5	-3.87	-13.34		
	6	7.93	-21.57		
	7	9.9	-21.57		
	8	0	-16		
Cordón Inferior	9	-16.55	0		
	10	-21.75	16.1		
	11	-21.75	15.4		
	12	-14.57	-1.1		
	13	-7.93	-1.1		
	14	-12.75	15.4		
	15	-12.75	16.1		
	16	-9.9	0		
Montantes	17	9.2	-25.1	-29	25.1
	18	-6.2	-19.27		
	19	0	-13.95		
	20	-8.53	-20		
	21	12.37	-51.5	-48.83	51.5
	22	-5.71	-20		
	23	0	-13.95		
	24	-3.42	-19.27		
	25	3.75	-25.1	-15.63	25.1
Diagonales	26	25.84	25		
	27	8.13	8.5		
	28	11.2	9.63		
	29	28.82	25.6		

30	18.44	25.6
31	7.53	9.63
32	4.46	8.5
33	15.45	25

TABLA 5.30: Efectos generados sobre los elementos del arriostramiento

Comprobación

Anteriormente se mostró que las diagonales serían de Ø25 mm, el montante intermedio #100.5 y los demás montantes #90.4. El siguiente paso es comprobar que estos elementos no fallen a resistencia ni estabilidad.

Diagonales R25

Comprobación de resistencia

se debe satisfacer:

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed} \quad N_{Ed} = 28.82 * 1.5 = 43.23 \text{ KN}$$

$$N_{c,Rd} = A_d * f_{yd} \quad A_d = \pi * r^2 = \pi * 12.5^2 = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = 490.87 * 261.9 = 128 \text{ KN}$$

Como $128 > 43.23$

OK

Se podría utilizar un tirante de menor diámetro, pero por temas constructivos se utilizará este.

Montantes

Comprobación de resistencia

se debe satisfacer:

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed}$$

Montantes exteriores #90.4

$$N_{Ed} = 25.1 * 1.5 = 37.65 \text{ KN} \quad N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 1320 * 261.9 = 345 \text{ KN}$$

Como $345 > 37.65 \text{ OK}$

OK

Comprobación de estabilidad

se debe satisfacer:

$$N_{b,Rd} = X * N_{c,Rd} \geq N_{Ed}$$

Montantes exteriores #90.4

$$N_{Ed} = 37.65 \text{ KN}$$

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_R = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_M = \frac{L_K}{i} \quad L_K = \beta * L_{Barra} = 1 * 6000 = 6000 \text{ mm}$$

$$\lambda_M = \frac{6000}{34.7} = 172.91 \quad \lambda_R = \frac{172.91}{86.81} = 1.99$$

la curva es c y para esta esbeltez relativa el $X = 0.196$, por lo tanto,

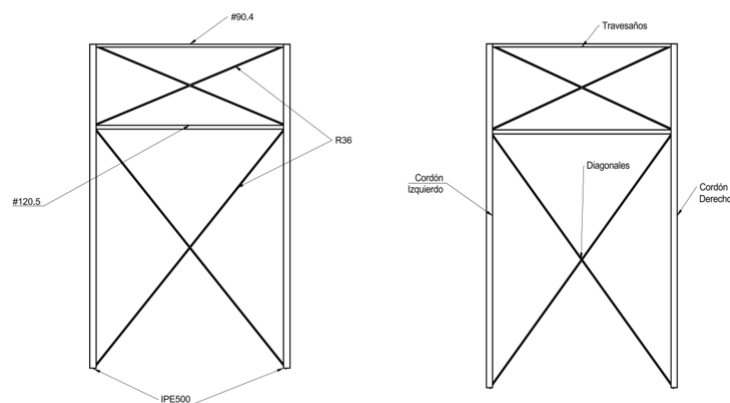
$$N_{b,Rd} = 0.196 * 345 = 67.62 \text{ KN}$$

Como $67.62 > 37.65$

OK

5.3.2 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Geometría y designación



Definición de estados de carga

El peso propio de la estructura no se considera para este cálculo, únicamente se consideran aquellas cargas dentro plano de la estructura.

Para este sistema en referencia a los efectos del puente grúa, solo basta con realizar el problema en un sentido de la carga, en el otro sentido son los mismos efectos.

Cargas sobre el sistema arriostramiento.

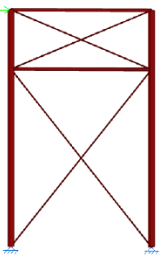
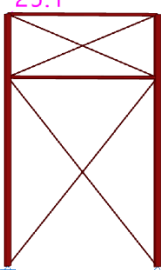
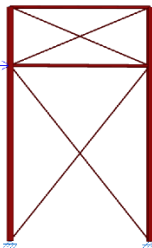

Hipótesis (Reacciones)	Carga
V (0°)	<div>29</div> 
V (90°)	<div>25.1</div> 
Frenada derecha PG+	<div>37.2</div> 
Frenada izquierda PG-	<div>37.2</div> 

TABLA 5.31: Estados de carga

Habiendo obtenido los resultados anteriores se presenta la siguiente tabla que recoge tanto los efectos generados sobre todas las barras del sistema según su hipótesis como las reacciones generadas en los apoyos.

Elemento		V (0°)	V (90°)	PG
Cordón Izquierdo	1	-48.33	10.5	-46.5
	2	-12	0	x
Cordón Derecho	3	12	-41.83	x
	4	0	-10.5	x
Travesaños	5	29	-25	-37.4
	6	29	-25	x
Diagonales	7	46.5	40.15	58.9
	8	31.2	27.2	0

TABLA 5.32: Resumen de efectos generados

Comprobación

Anteriormente se mostró que las diagonales serían de Ø36 mm y los demás travesaños #120.5.

El siguiente paso es comprobar que estos elementos no fallen a resistencia ni estabilidad.

Diagonales R36

Comprobación de resistencia

se debe satisfacer:

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed} \quad N_{Ed} = 58.9 * 1.5 + 0.6 * 1.5 * 46.4 = 130 \text{ KN}$$

$$N_{c,Rd} = A_d * f_{yd} \quad A_d = \pi * r^2 = \pi * 18^2 = 1017.87 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = 1017.87 * 261.9 = 266.5 \text{ KN}$$

Como $266.5 > 130$

OK

Se podría utilizar un tirante de menor diámetro, pero como se verá en la siguiente sección sobre el cálculo del sistema de arriostramiento intermedio que es necesario un tirante de Ø36 se homogenizará los arriostramientos y travesaños con el fin de realizar las mismas uniones según corresponda.

Travesaños

Comprobación de resistencia

se debe satisfacer:

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed}$$

Montantes #120.5

$$N_{Ed}^+ = 1.5 * 37.4 + 1.5 * 0.6 * 29 = 82.2 \text{ KN}$$

$$N_{Ed}^- = 37.4 * 1.5 + 25 * 1.5 * 0.6 = 78.6 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 2210 * 261.9 = 578 \text{ KN}$$

Como $578 > 82.2$

OK

Comprobación de estabilidad

se debe satisfacer:

$$N_{b,Rd} = X * N_{c,Rd} \geq N_{Ed}$$

Montante #120.5

$$N_{Ed} = 1.5 * 37.4 + 1.5 * 0.6 * 25 = -78.6 \text{ KN}$$

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_R = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_M = \frac{L_K}{i} \quad L_K = \beta * L_{Barra} = 1 * 6000 = 6000 \text{ mm}$$

$$\lambda_M = \frac{6000}{46.4} = 129.31 \quad \lambda_R = \frac{129.31}{86.81} = 1.49$$

la curva es c y para esta esbeltez relativa el $X = 0.32$, por lo tanto,

$$N_{bRd} = 0.32 * 578 = 185 \text{ KN}$$

Como $111 > 78.6$

OK

5.3.3 ARRIOSTRAMIENTOS INTERMEDIO

Dado que se tiene la misma geometría e iguales puntos de carga el cálculo de esfuerzo se resumirá para el puente grúa como el doble y para las acciones del viento como la relación parcial de las reacciones y efectos (regla de 3), todo esto se resume en la siguiente tabla.

V (0°)	V (90°)	
-29	25.1	Exterior
-48.83	51.5	Intermedio

TABLA 5.33: Reacciones del arriostramiento superior

Elemento		V (0°)	V (90°)	PG +
Cordón Izquierdo	1	-81.37	21.52	-93
	2	-20.2	0	x
Cordón Derecho	3	20.2	-85.75	x
	4	0	-21.52	x
Travesaños	5	48.83	-51.25	-74.8
	6	48.83	-51.25	x
Diagonales	7	x	82.3	117.8
	8	78.1	x	0

TABLA 5.34: Efectos generados sobre los elementos del arriostramiento

Comprobación

Diagonales R36

Comprobación de resistencia

se debe satisfacer:

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed} \quad N_{Ed} = 117.8 * 1.5 + 0.6 * 1.5 * 82.3 = 250.7 \text{ KN}$$

$$N_{c,Rd} = A_d * f_{yd} \quad A_d = \pi * r^2 = \pi * 18^2 = 1017.87 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = 1017.87 * 261.9 = 266.5 \text{ KN}$$

Como $266.5 > 250.7$

OK

Se podría utilizar un tirante de menor diámetro, pero como se verá en la siguiente sección sobre el cálculo del sistema de arriostramiento intermedio que es necesario un tirante de Ø36 se homogenizará los arriostramientos y travesaños con el fin de realizar las mismas uniones según corresponda.

Travesaños

Comprobación de resistencia

se debe satisfacer:

$$N_{c,Rd} \geq N_{Ed}$$

Montantes #120.5

$$N_{Ed} = 74.8 * 1.5 + 1.5 * 0.6 * 51.25 = 158.32 \text{ KN} \rightarrow N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 2210 * 261.9 = 578 \text{ KN}$$

Como $578 > 158.32$

OK

Comprobación de estabilidad

se debe satisfacer:

$$N_{b,Rd} = X * N_{c,Rd} \geq N_{Ed}$$

Montante #120.5

$$N_{Ed} = 158.32 \text{ KN}$$

la curva es c y para esta esbeltez relativa el $X = 0.32$, por lo tanto,

$$N_{b,Rd} = 0.32 * 578 = 185 \text{ KN}$$

Como $185 > 158.32$

OK

5.4 PÓRTICO HASTIAL

Geometría y Designación

Perfil	Dimensiones						Sección		Peso	mm ⁴		mm ³	
	mm						A-Av		P	10 ⁶		10 ³	
	h	b	tw	tf	r1	d	mm ²		KN/m	Iy	Iz	Wy	Wz
IPE300 simple	300	150	7.1	10.7	15	249	5380	2567	0.422	83.6	6	557	80.5
IPE500 simple	500	200	10.2	16	21	426	11600	6035	0.9	482	21.4	1930	214
IPE 160 simple	160	82	5	7.4	9	127	2010	967	0.155	8.69	0.683	109	16.7

TABLA 5.35: Características mecánicas de las secciones

5.4.1 PILARES INTERMEDIOS

Análisis de cargas

El desarrollo de cálculo de carga ejercidas en la parte superior que se transmiten a través del dintel se determinara con el dintel en proyección horizontal.

Peso propio

- Elementos superiores (Dintel, chapa superior y correas)

Las reacciones que se generan en el dintel son las cargas que se están efectuando sobre el pilar hastial correspondiente.

La carga total es la suma de las 3 cargas compuestas por el peso por propio del dintel hastial, Chapa de cerramiento y correas superiores.

0.45 KN/m

- Pilar hastial 0.42 KN/m
- Correas

Se tienen 5 correas CF 180x2.5 con un peso de 0.0635 KN/m, una area tributaria de 5 (SCF, ancho) * 7 (HP - HM, altura), entonces la carga lineal vertical sobre el pilar debido a las correas es

Para los pilares exteriores es la mitad.

- Chapa cerramiento

Nieve

Para esta carga se sigue el mismo criterio de calcular las reacciones como para el peso propio del dintel sobre el pilar.

- Uniformemente distribuida 3 KN/m
- Acumulación

para $0 < X < 18$ y $22 < X < 40 = 1.5 \text{ KN/m}$

para $18 < X < 22 = 2.065 \text{ KN/m}$

- Deshielo izquierda y derecha

Para este supuesto se tiene 2 cargas, 1.5 KN/m para el faldón contrario del deshielo

y 0.75 KN/m para el faldón donde existe deshielo.

Viento

Las cargas sobre estos elementos se realizan de la misma forma para obtener las reacciones que se utilizaron para el arriostramiento superior, estas cargas se resumen en la siguiente tabla.

Carga Lineal

Pilares	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
	2.45	3.3	3.3	3.3	3.3	2.42	2	2	1	V (0°)
Carga (KN/m)	1.55	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	1.55	V (90°)
Altura (m)	10	11	12	11	10	11	12	11	10	

superficie de las zonas	F	G	H	I	J
m ²					
Qv=q _v *Ce*Cp	-1,044	-0,828	-0,36	-0,414	-0,423
Cargas generadas Hipótesis V (0°, 180°) a a nivel de la cubierta					
superficie de las zonas	F	G	H	I	J
m ²					
Qv=q _v *Ce*Cp	0,113	0,113	0,113	-0,194	-0,194
Cargas generadas Hipótesis V (0°, 180°) b a nivel de la cubierta					
superficie de las zonas	F	G	H	I	
m ²					
Qv=q _v *Ce*Cp	-1,233	-1,134	-0,558	-0,468	
Cargas generadas Hipótesis V (90°, 270°) b a nivel de la cubierta					

TABLA 5.36: Resumen de cargas

- V (0°) a

para $0 < X_{\text{barra}} < 2.4$ m
para $2.4 < X_{\text{barra}} < 20$ m
para $20 < X_{\text{barra}} < 22.4$
para $22.4 < X_{\text{barra}} < 40$

- V (0°) b

para $0 < X_{\text{barra}} < 20$ m
para $20 < X_{\text{barra}} < 40$ m

- V (90°)

para X_{barra} : [0-6; 12-18; 24-30; 36-40]

para $20 < X_{\text{barra}} < 40$ m para X_{barra} : [6-12; 18-24; 30-36]

Resumen de cargas

V = vertical, H = horizontal + hacia arriba y derecha, - hacia abajo e izquierda

Con respecto a los signos, es el que aparece en la tabla a menos que se indique lo contrario.

Tipo	Pilares	unidad	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso propio y muertas	Elementos Superiores	KN V -	0.96	2.76	2.35	2.46	2.42	2.46	2.35	2.76	0.96
	Pilar Hastial	KN/m V -	0.9	0.42	0.42	0.42	0.9	0.42	0.42	0.42	0.9
	Chapa	KN/m V -	0.17	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.17
	Correas frontales, Lat	KN/m V -	0.11	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
Nieve	Uniforme	KN V -	2.96	8.5	7.23	7.57	7.46	7.57	7.23	8.5	2.96
	Acumulada	KN V -	2.96	8.5	7.2	7.71	9.5	7.71	7.2	8.5	2.96
	Deshielo	KN V -	2.92	8.71	5.42	3.34	5.6	8	5.42	4	1.51
Viento	V (0°) a y b	KN/m H +	2.45	3.3	3.3	3.3	3.3	2.42	2	2	1
	V (90°)	KN/m H -	1.55	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	1.55
	V (0°) a	KN V +	5.6	8	4.87	5.61	5.85	6.33	5.96	7	2.44
	V (0°) b	KN V -	0.66	1.94	1.56	2	+0.59	+3.23	+2.71	+3.3	+1.14
	V (90°)	KN V +	6.56	18.2	14.5	16.6	15	16.3	15.1	17.56	6.5
	Altura	m	10	11	12	11	10	11	12	11	10

TABLA 5.37: Efectos generados sobre los pilares hastiales

Análisis

Visualizando la tabla anterior y aunque no se conozcan los efectos se puede tomar la decisión de analizar el elemento 2 y 3, ya que, el 2 es el elemento con las mayores cargas hacia un mismo sentido y el 3 tiene mayor longitud. También se podrían no tener en cuenta aquellas cargas que no favorecen el peso propio dado que efecto es colaborante a la resistencia.

Habiendo hecho el análisis anterior se presenta el pilar y sus cargas.

Pilar #3 interior IPE300

Es claro que el punto más desfavorable para este elemento es en el empotramiento, por lo tanto, los siguientes efectos se toman en este preciso punto.

La siguiente tabla resume los efectos generados por las cargas anteriores.

		N (KN)	V (KN)	M (KNm)
Peso propio	-	-19.32	-	-
	Uniforme	-7.2	-	-
Nieve	Acumulada	-7.2	-	-
	Deshielo	-5.5	-	-
	V (0°) a	4.87	-24.7	-59.25
Viento	V (0°) b	-1.56	-24.7	-59.25
	V (90°)	14.15	23.23	55.66

TABLA 5.38: Efectos generados sobre el pilar #3

$$N_{Ed}^- = 19.32 * 1.35 + 7.2 * 1.5 * 0.5 + 1.56 * 1.5 = 34 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 59.25 * 1.5 = 88.9 \text{ KNm}$$

Comprobación de resistencia

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \leq 1$$

$$V_{pl,Rd} = A_V * \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2567 * \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 388 \text{ KN como}$$

no se considera.

$$V_{pl,Rd} > 2 * V_{Ed}$$

$$M_{c,Rd,y} = W_y * f_{yd} = 557 * 261.9 = 145 \text{ KNm}$$

$$N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 5380 * 261.9 = 1409 \text{ KN Entonces,}$$

$$\frac{34}{1409} + \frac{88.9}{145} = 0.64 < 1$$

OK

Comprobación de estabilidad

Se debe satisfacer

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{c,Rd}} + K_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{Ed,y}}{X_{LT} \cdot M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje fuerte}$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{c,Rd}} + K_{y,LT} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{X_{LT} \cdot M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje débil}$$

Consideraciones previas

- Se considera que el muro no arriostra el pilar en ningún plano.
- Existen tornapuntas cada 2 correas
- La primera correa se encuentra a 3000 mm

Lo anterior induce a:

- La longitud de pandeo en el plano fuerte será 3500 mm
- La longitud de pandeo en el eje débil será de 3000 mm
- La longitud al pandeo lateral del ala inferior sea 3500
- La longitud de pandeo lateral del ala exterior es 3000 mm

Eje fuerte

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_{R,y} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,y} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,y} = 3500 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{3500}{125} = 28 \quad \lambda_{R,y} = \frac{28}{86.81} = 0.32$$

para este elemento la curva de pandeo es la a, por lo tanto, $X_y = 0.973$

Por otro lado, $C_{m,y} \approx 1$ por estar de lado de la seguridad.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \rightarrow M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \rightarrow M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_T}$$

$$M_{LTw} = W_y \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 \rightarrow i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A}}$$

$$I_{f,z} = \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 = \frac{10.7}{12} \cdot 150^3 = 3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = t_f \cdot b + t_w \cdot \frac{d}{3} = 10.7 \cdot 150 + 7.1 \cdot \frac{249}{3} = 2194 \text{ mm}^2 \quad i_{f,z} = \sqrt{\frac{3 \cdot 10^6}{2194}} = 37 \text{ mm}$$

$$M_{LTv} = 1.13 * \frac{\pi}{3500} * \sqrt{210 * 81 * 6 * 0.2 * 10^{18}} = 144.8 \text{ KNm}$$

$$M_{LTw} = 557 * \frac{\pi^2 * 210}{3500^2} * 1.13 * 37^2 = 145.4 \text{ KNm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{144.8^2 + 145.4^2} = 205 \text{ KNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{557 * 261.9}{205 * 10^3}} = 0.84$$

$$X_{LT} = 0.772$$

$$K_y = 1 + 0.6 * \lambda_{R,y} * \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 1 + 0.6 * 0.28 * \frac{39.55}{1383} = 1.005 = 1 \text{ entonces}$$

$$\frac{34}{0.973 * 1409} + 1 * \frac{88.9}{0.772 * 145} = 0.03 + 0.795 = 0.825 < 1$$

OK

Eje débil

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_{R,z} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,z} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,z} = 3000 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{3000}{33.5} = 89.55 \quad \lambda_{R,y} = \frac{24}{86.81} \approx 1.04$$

para este elemento la curva de pandeo es la b, por lo tanto, $X_z = 0.572$.

$$c_{m,y} = 1 \quad K_{y,LT} = 0.99 \text{ entonces,}$$

$$\frac{38.3}{0.572 * 1409} + 0.99 * 0.795 = 0.05 + 0.787 = 0.83 < 1$$

OK

Comprobación de servicio

$$\text{La flecha máxima admisible para este elemento es } \delta = \frac{L}{500} = \frac{11000}{500} = 22 \text{ mm}$$

Para una carga uniformemente distribuida la flecha generada es $Flecha = q * \frac{L^4}{185 * E * I} = 19.15 \text{ mm}$ a esto hay que añadirle la flecha generada por los efectos de segundo orden generados por los efectos normales al elemento (compresión) que son 2 mm dando como resultado 21.15 mm de flecha. **OK**

5.4.2 DINTEL

Cargas

El elemento se analizará en proyección horizontal.

Para este elemento los efectos se consiguen volviendo a las comprobaciones de los demás elementos.

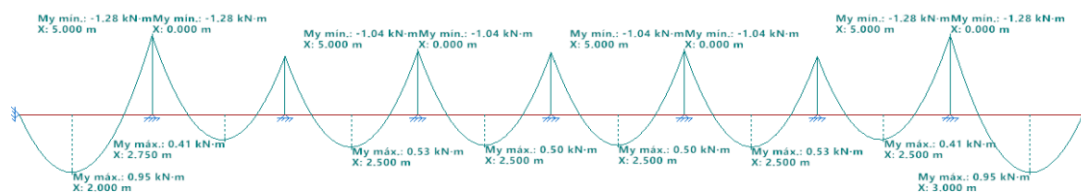
- Arriostramientos: se obtienen los axiles sobre el cordón inferior.
- Pilares hastiales: se obtienen los cortantes y momentos flectores.

En las siguientes imágenes (no a escala) se resumirán todos los efectos generados sobre este tipo de elemento.

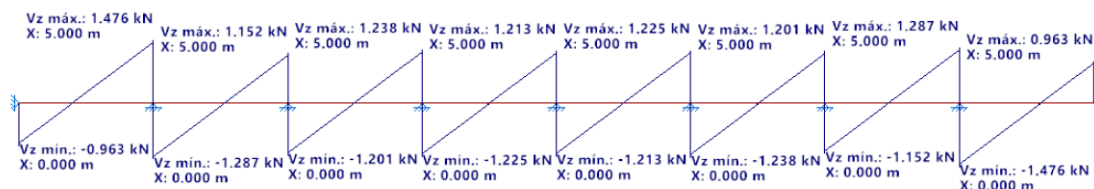
Se enumeran los puntos fijos debido a los pilares hastiales de izquierda a derecha empezando por el 1.

Peso Propio

Momento flector



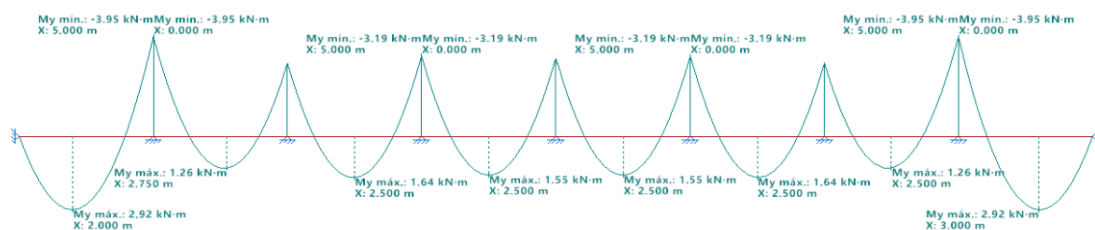
Cortante



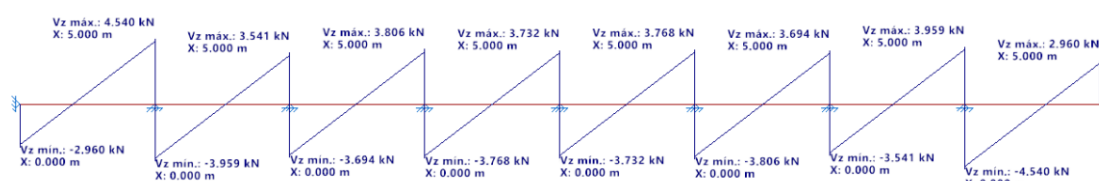
Nieve

Uniforme

Momento flector

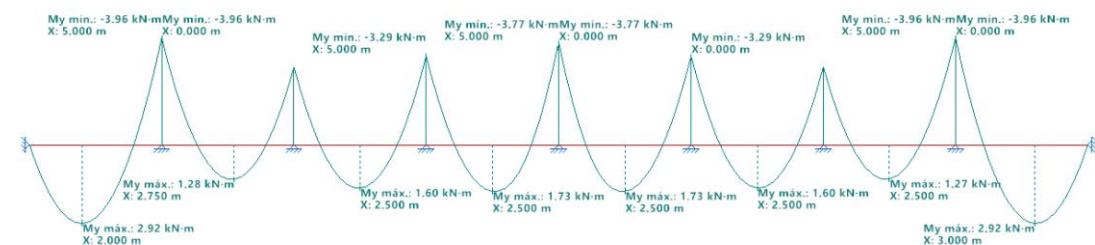


Cortante

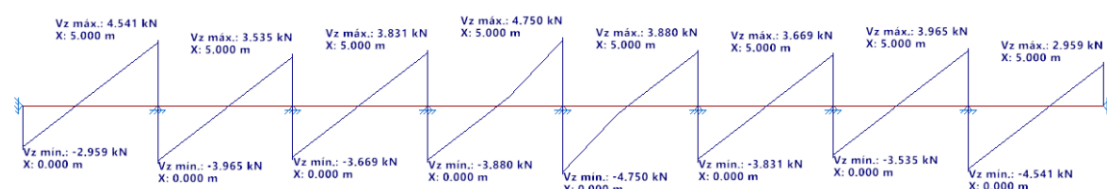


Acumulada

Momento flector

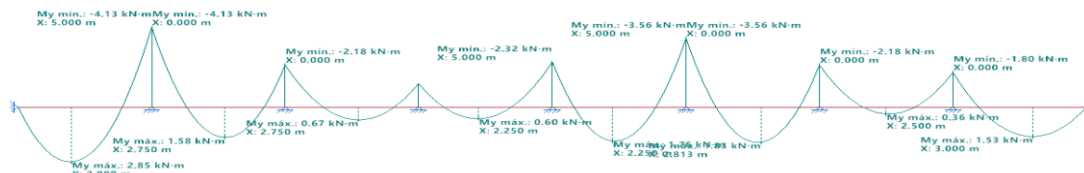


Cortante

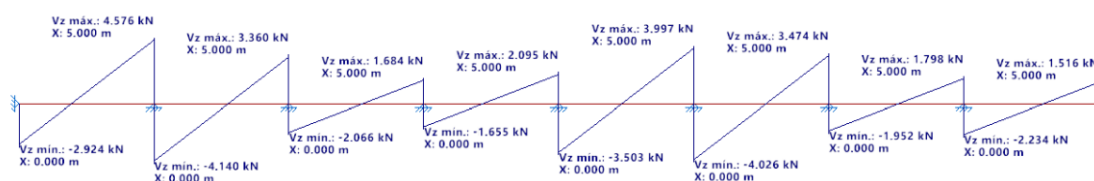


Deshielo

Momento flector



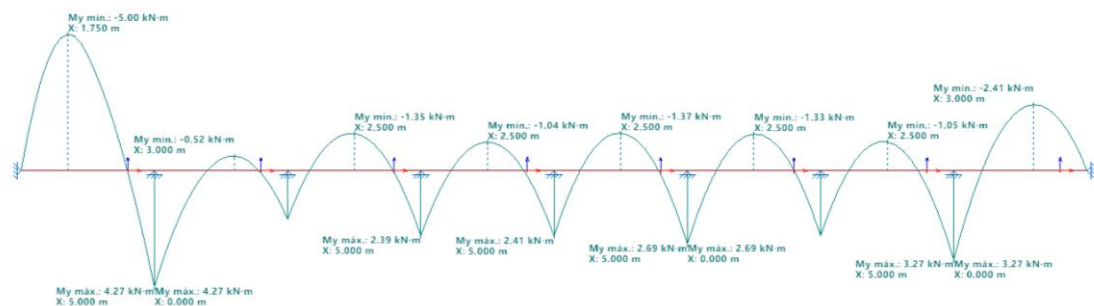
Cortante



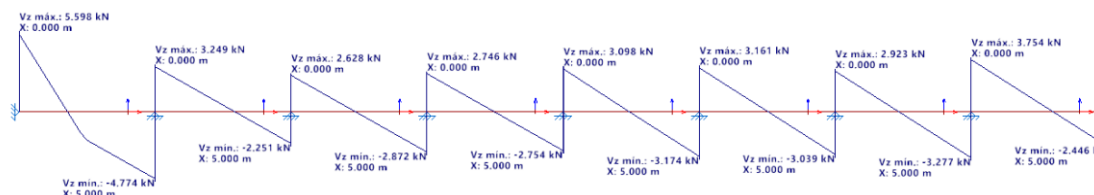
Viento

V (0°) a

Momento flector

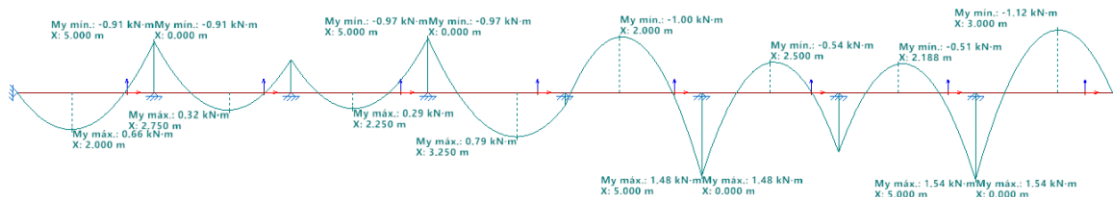


Cortante

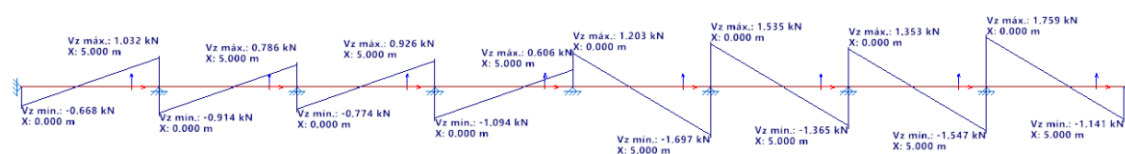


V (0°) b

Momento flector

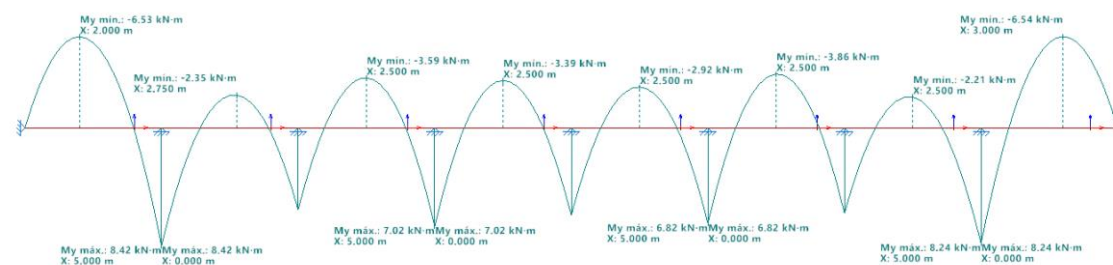


Cortante

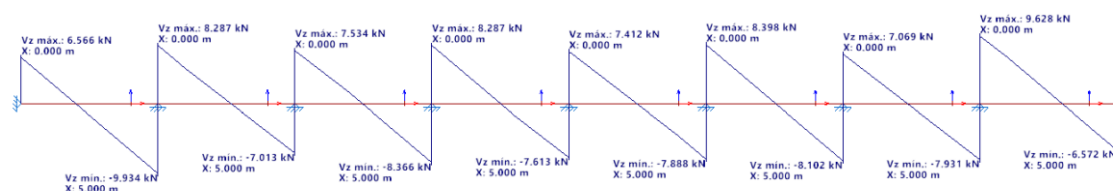


V (90°)

Momento flector



Cortante



En la siguiente tabla se resumen estos efectos en los puntos más desfavorable.

Apoyo #2 elemento 2

Tipo			N (KN)	V (KN)	M (KNm)
Peso	Cubierta	Chapa + Correas + Dintel	-	-1.28	-1.28
Nieve	Cubierta	Uniforme	-	-3.96	-3.95
		Acumulada	-	-3.97	-3.96
		Deshielo	-	-4.14	-4.13
Viento	A nivel del suelo	V (0º)	16.55	-	-
		V (90º)	-21.57	-	-
	A nivel de cubierta	V (0º) a	-	3.25	4.27
		V (0º) b	-	-0.915	-0.91
		V (90º)	-	8.28	8.42

TABLA 5.39: Efectos generados sobre el dintel (Apoyo #2)

Valores de cálculo

$$N_{Ed} = -21.57 \cdot 1.5 = -32.35 \text{ KN}$$

$$V_{Ed}^{V_{90^\circ, Dominante}^+} = 8.28 \cdot 1.5 - 1.28 \cdot 0.8 = 11.4 \text{ KN}$$

$$V_{Ed}^{N_{Deshielo, Dominante}^-} = 4.14 \cdot 1.5 + 1.28 \cdot 1.35 + 0.915 \cdot 0.6 \cdot 1.5 = 8.76 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^{V_{90^\circ, Dominante}^+} = 8.42 \cdot 1.5 - 1.28 \cdot 0.8 = 11.6 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed}^{N_{Deshielo, Dominante}^-} = 4.13 \cdot 1.5 + 1.28 \cdot 1.35 + 0.91 \cdot 0.6 \cdot 1.5 = 8.75 \text{ KNm}$$

Si se desea visualizar las cargas sobre el dintel se recomienda acudir al apartado de Pilares hastiales.

Comprobación de resistencia

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \leq 1$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 967 \cdot \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 146 \text{ KN como}$$

no se considera.

$$V_{pl,Rd} > 2 \cdot V_{Ed}$$

$$M_{c,Rd,y} = W_y * f_{yd} = 109 * 261.9 = 28.5 \text{ KNm}$$

$$N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 2010 * 261.9 = 526 \text{ KN Entonces,}$$

$$\frac{32.35}{526} + \frac{11.6}{28.5} = 0.46 < 1 \text{ OK}$$

Abolladura del alma por cortante

En principio partimos de no tener rigidizadores, por lo tanto, no se comprobará si se satisface:

$$\frac{127}{5} < 70\varepsilon = \frac{331}{8.6} < 70 * \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow 24.5 < 647 \text{ OK}$$

Elemento 1 cercanos al centro del vano

Tipo			N (KN)	V (KN)	M (KNm)
Peso	Cubierta	Chapa +			
		Correas +	-	-	0.95
		Dintel			
Nieve	Cubierta	Uniforme	-	-	2.92
		Acumulada	-	-	2.92
		Deshielo	-	-	2.85
Viento	A nivel del suelo	V (0º)	0	-	-
		V (90º)	-16	-	-
	A nivel de cubierta	V (0º) a	-		-5
		V (0º) b	-	-	0.66
		V (90º)	-	-	-6.53

TABLA 5.40: Efectos generados sobre el dintel (centro del vano)

Valores de cálculo

$$N_{Ed} = -16 * 1.5 = -24 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^{V_{90^\circ, Dominante^-}} = 0.8 * 0.95 - 6.53 * 1.5 = 9 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed}^{N_{acumulada, Dominante^+}} = 0.8 * 0.95 + 2.92 * 1.5 + 0.6 * 1.5 * 0.66 = 5.7 \text{ KN}$$

Dado que estos efectos son menores que los anteriores y se tiene la misma sección se procede a la comprobación de estabilidad directamente.

Comprobación de estabilidad (interacción de esfuerzos: pandeo)

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{c,Rd}} + K_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{Ed,y}}{X_{LT} \cdot M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje fuerte}$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{c,Rd}} + K_{LT,y} \cdot \frac{M_{Ed,y}}{X_{LT} \cdot M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje débil}$$

Valores resistentes

$$M_{c,Rd,y} = W_y \cdot f_{yd} = 109 \cdot 261.9 = 28.5 \text{ KNm}$$

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 2010 \cdot 261.9 = 526 \text{ KN}$$

Eje fuerte

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_{R,y} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,y} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,y} = 5000 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{5000}{65.8} = 75.98 \quad \lambda_{R,y} = \frac{75.98}{86.81} = 0.88$$

para este elemento la curva de pandeo es la a, por lo tanto, $X_y = 0.747$.

$$K_y = 1 + 0.6 \cdot \lambda_{R,y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 1 + 0.6 \cdot 0.35 \cdot \frac{24}{507.6} = 1.04 \quad c_{m,y} \approx 1.88$$

Por otro lado,

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \rightarrow M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \rightarrow M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_T}$$

$$M_{LTw} = W_y \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 \rightarrow i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A}} \rightarrow I_{f,z} = \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 = \frac{7.4}{12} \cdot 82^3 = 0.34 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = t_f \cdot b + t_w \cdot \frac{d}{3} = 7.4 \cdot 82 + 5 \cdot \frac{127}{3} = 818 \text{ mm}^2 \quad i_{f,z} = \sqrt{\frac{0.34 \cdot 10^6}{818}} = 20.4 \text{ mm}$$

$$M_{LTv} = 1.88 \cdot \frac{\pi}{5000} \cdot \sqrt{210 \cdot 81 \cdot 0.683 \cdot 0.0364 \cdot 10^{18}} = 25.2 \text{ KNm}$$

$$M_{LTw} = 109 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210}{5000^2} \cdot 1.88 \cdot 20.4^2 = 7 \text{ KNm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{25.2^2 + 7^2} = 26.1 \text{ KNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{109 \cdot 261.9}{26.1 \cdot 10^3}} = 1.04$$

$$X_{LT} = 0.638$$

$$\frac{24}{0.747 \cdot 526} + 1.04 \cdot \frac{9}{0.638 \cdot 28.5} = 0.06 + 0.515 = 0.88 < 1$$

OK

Eje débil

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_{R,y} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,y} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,y} = 2000 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{2000}{18.4} = 108.7 \quad \lambda_{R,y} = \frac{108.7}{86.81} = 1.26$$

para este elemento la curva de pandeo es la a, por lo tanto, $X_y = 0.447$ y $\alpha_y = 0.8$ entonces,

$$K_{y,LT} = 0.99$$

$$\frac{24}{0.447 \cdot 526} + 0.88 \cdot 0.99 \cdot 0.51 = 0.1 + 0.812 = 0.5 < 1$$

OK

Comprobación de servicio

La flecha máxima admisible para este elemento es $\delta = \frac{L}{500} = \frac{11000}{500} = 22 \text{ mm}$

La flecha dada es 5.13 mm producido en el del vano limitado por el 4to y 5to pilar hastial, donde existe una sobrecarga de nieve por el acumulamiento. **OK**

5.4.3 PILARES EXTERIORES

Pilar #1 exterior IPE500

Es claro que el punto más desfavorable para este elemento es en el empotramiento, por lo tanto, los siguientes efectos se toman en este preciso punto.

La siguiente tabla resume los efectos generados por las cargas anteriores.

		N (KN)	V _y (KN)	V _z KN	M _y (KNm)	M _z (KNm)
Peso propio	-	- 12.45	-	-	-	-
Nieve	Uniforme	-2.96	-	-	-	-
	Acumulada	-2.96	-	-	-	-
	Deshielo	-2.92	-	-	-	-
Viento	V (0º) a	5.6	9.7	7	9.4	13
	V (0º) b	-0.66	9.7	7	9.4	13
	V (90º)	6.56	-6.1	-11.7	-15.5	-8.2
Puente grúa	1	-177	17.7	-	14.63	-
	2	-177	-17.7	-	14.63	-

TABLA 5.41: Efectos generados sobre el pilar exterior

Valores de cálculo

$$N_{Ed}^- = 177 * 1.5 + 2.96 * 1.5 * 0.5 + 12.45 * 1.35 = 285 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^y = 14.63 * 1.5 + 9.4 * 1.5 * 0.6 = 30.4 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^z = 13 * 1.5 = 19.5 \text{ KN}$$

Valores Resistentes

$$V_{pl,Rd} = A_V * \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 6035 * \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 912 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd,y} = W_y * f_{yd} = 1930 * 261.9 = 505 \text{ KNm}$$

$$M_{c,Rd,z} = W_y * f_{yd} = 214 * 261.9 = 56 \text{ KNm}$$

$$N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 11600 * 261.9 = 3038 \text{ KN}$$

Comprobación de resistencia

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{c,Rd,z}} \leq 1$$

Como $V_{Ed} * 2 < V_{pl,Rd}$ no se considera, entonces.

$$\frac{285}{3038} + \frac{30.4}{505} + \frac{19.5}{56} = 0.093 + 0.06 + 0.34 = 0.49 < 1$$

OK

Comprobación de estabilidad

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y N_{c,Rd}} + K_y * \frac{c_{m,y} M_{Ed,y}}{X_{LT} M_{c,Rd,y}} + \alpha_z * K_z * C_{mz} * \frac{M_{Edz}}{W_z f_{yd}} \leq 1 \text{ Eje fuerte}$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z N_{c,Rd}} + K_{y,LT} * \frac{M_{Ed,y}}{X_{LT} M_{c,Rd,y}} + K_z * C_{mz} * \frac{M_{Edz}}{W_z f_{yd}} \leq 1 \text{ Eje débil}$$

Consideraciones previas

- Se considera que el muro no arriostra el pilar en ningún plano.
- La primera correa se encuentra a 3000 mm
- Existe tornapunta cada correa

Lo anterior induce a:

- La longitud de pandeo en el plano fuerte será 3000 mm
- La longitud de pandeo en el eje débil será de 3000 mm
- La longitud al pandeo lateral del ala inferior sea 3000 mm
- La longitud de pandeo lateral del ala exterior es 3000 mm.

Eje fuerte

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_{R,y} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,y} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,y} = 3000 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{3000}{204} = 14.7 \quad \lambda_{R,y} = \frac{14.7}{86.81} = 0.16$$

para este elemento la curva de pandeo es la a, por lo tanto, $X_y = 1$

Eje débil

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_{R,y} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,y} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,y} = 3000 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{3000}{43.1} = 69.6 \quad \lambda_{R,y} = \frac{69.6}{86.81} = 0.8$$

para este elemento la curva de pandeo es la b, por lo tanto, $X_y = 0.724$

Por otro lado, $C_{m,y} \approx 1$ $C_{m,z} = 1$ y $\alpha_z = 1$ por estar de lado de la seguridad.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \rightarrow M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \rightarrow M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_T}$$

$$M_{LTw} = W_y \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 \rightarrow i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A}}$$

$$I_{f,z} = \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 = \frac{16}{12} \cdot 200^3 = 10.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = t_f \cdot b + t_w \cdot \frac{d}{3} = 16 \cdot 200 + 10.2 \cdot \frac{426}{3} = 4648.4 \text{ mm}^2 \quad i_{f,z} = \sqrt{\frac{10.6 \cdot 10^6}{4648}} = 47.75 \text{ mm}$$

$$M_{LTv} = 1.32 \cdot \frac{\pi}{3000} \cdot \sqrt{210 \cdot 81 \cdot 21.4 \cdot 0.918 \cdot 10^{18}} = 798 \text{ KNm}$$

$$M_{LTw} = 1930 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210}{3000^2} \cdot 1.32 \cdot 47.75^2 = 1337 \text{ KNm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{798^2 + 1337^2} = 1557 \text{ KNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1930 \cdot 275}{1557 \cdot 10^3}} = 0.58$$

$$X_{LT} = 0.9$$

$$K_y = 1 + 0.6 \cdot \lambda_{R,y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 1 + 0.6 \cdot 0.16 \cdot \frac{30.4}{3038} = 1$$

$$\frac{285}{3038} + \frac{30.4}{0.9 \cdot 505} + 0.34 = 0.09 + 0.066 + 0.34 = 0.5 < 1$$

OK

Eje débil

$K_{y,LT} = 1$ entonces,

$$\frac{285}{0.724 \cdot 3038} + 0.066 + 0.34 = 0.13 + 0.066 + 0.34 = 0.53 < 1$$

OK

5.5 PÓRTICO PRINCIPAL

Geometría y designación

Perfil	Dimensiones mm						Sección A-Av mm²	Peso P KN/m	mm⁴ 10⁶		mm³ 10³		
	h	b	tw	tf	r1	d			Iy	Iz	Wy	Wz	
IPE300 cartelas	300	150	7.1	10.7	15	249	5380	2567	0.422	83.6	6	557	80.5
IPE500 simple	500	200	10.2	16	21	426	11600	6035	0.9	482	21.4	1930	214
HEB300 simple	300	300	11	19	27	208	14910	4745	1.17	251.6	85.63	1680	571

TABLA 5.42: Características mecánicas de las secciones

Análisis de cargas

Peso propio

- Peso propio de los elementos del pórtico

PERFIL	IPE	HEB	IPE	IPN
	500	300	300	380
PESO	0.907	1.17	0.422	0.84

- Peso propio de los elementos interiores
Este peso es el debido a la viga carril.

$$F_{cp}^{viga\ carril} = (0.663 + 0.332) * 6 \approx 6\text{ KN}$$

Nieve

Estas cargas son el doble de las que se obtienen en el apartado que desarrolla el cálculo de los pilares hastiales.

- Uniforme: 3 KN/m
- Acumulada: 3 y 4.13 KN/m
- Deshielo 3 y 1.5 KN/m

Viento (KN/m)

- V (0°) a

En la parte lateral 3.54 izquierda y 1.62 derecha

En la cubierta -5.616 para 2.4 m, -2.16 para 7.6 m, -2.54 para 2.4 m y -2.48 para 27.6 m

- $V (0^\circ)$ b
En la parte lateral 3.54 izquierda y 1.62 derecha
En la cubierta 0.68 para 10 m y -1.16 para 30 m
- $V (90^\circ)$
En la parte lateral -4.2 KN/m
En la parte superior -3.35 KN/m

Puente grúa (KN)

Existen 2 (Izquierda y Derecha) puentes grúas, 2 posiciones de carga (Izquierda y Derecha) y 2 posibles frenadas (Izquierda y Derecha) pero hay incompatibilidades como, por ejemplo, si el puente grúa de la derecha tiene la carga máxima a la derecha no puede existir este mismo al lado izquierdo. Habiendo deducido lo anterior se exponen los siguientes estados de carga.

- Puente grúa de la izquierda con la carga a la izquierda y frenada a la izquierda (1)
- Puente grúa de la izquierda con la carga a la izquierda y frenada a la derecha (2)
- Puente grúa de la izquierda con la carga a la derecha y frenada a la izquierda (3)
- Puente grúa de la izquierda con la carga a la derecha y frenada a la derecha (4)
- Puente grúa de la derecha con la carga a la izquierda y frenada a la izquierda (5)
- Puente grúa de la derecha con la carga a la izquierda y frenada a la derecha (6)
- Puente grúa de la derecha con la carga a la derecha y frenada a la izquierda (7)
- Puente grúa de la derecha con la carga a la derecha y frenada a la derecha (8)

Además, los efectos entre puentes grúas diferentes son compatibles.

Las cargas debido al puente grúa tanto de izquierda como derecha son las reacciones que se generan por la posición del puente grúa sobre la viga carril.

Reacción en un extremo es 236 KN, la reacción en el mismo instante, pero en el otro extremo es 60.15 KN.

Reacción debido a la frenada en un extremo es 23.6 KN, la reacción en el mismo instante, pero en el otro extremo es 6 KN.

Consideraciones previas

1. Se puede considerar que el puente grúa no genera ningún efecto sobre los elementos superiores.

2. Dado que existe un sistema de arriostramiento para los efectos longitudinales del puente grúa, se considera que la viga carril arriostra en el plano XY local a los pilares interiores.

3. Por el motivo 2, la longitud de pandeo en ese plano es $0.7 * 7.5 = 5.25$ m.

A continuación, las siguientes tablas contienen los efectos generados por las cargas en los puntos más críticos del pórtico según el elemento.

Punto Crítico	Tipo	Estados	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
Pilar Empotramiento Exterior Izquierdo	Peso Propio	Peso de elementos	-34.2	8.48	36
		Uniforme	-29.7	14.3	73
	Nieve	Acumulada	-29.78	14.36	73.5
		Deshielo izq	-18.1	10.94	65.25
		Deshielo der	-26.5	10.5	44.8
	Viento	V (0°) a	30.86	-40.2	-154.7
		V (0°) b	-1.55	-31.4	-126.3
		V (90°)	33.1	12.5	-2.81
	Puente grúa	1	-236	26.3	91.3
		2	-236	-5.6	-80.6
		3	-60.15	15	98.3
		4	-60.15	-1.7	-23.65
		5	0	2.62	23.51
		6	2.4	-9.5	-80
		7	-2.58	9	73.4
		8	0	-2.5	-19.7

TABLA 5.43: Efectos generados sobre el pilar exterior en el empotramiento

Valores de cálculo

Puente grúa (1)

$$N_{Ed} = (236 + 2.58) * 1.5 + 1.55 * 0.6 * 1.5 + 29.78 * 1.5 * 0.5 + 34.2 * 1.35 = 427.7 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 171.7 * 1.5 + 73.5 * 1.5 * 0.5 + 36 * 1.35 = 361.3 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed} = 8.48 * 1.35 + 14.36 * 1.5 * 0.5 + 12.5 * 1.5 * 0.6 + 28.92 * 1.5 = 76.84 \text{ KN}$$

Viento (V0º)

$$N_{Ed} = -34.2 * 0.8 + 30.86 * 1.5 + 2.4 * 1.5 * 0.7 = 21.45 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = -36 * 0.8 + 154.7 * 1.5 + 160.6 * 1.5 * 0.7 = 371.25 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed} = -8.48 * 0.8 + 40.2 * 1.5 + 8.1 * 1.5 * 0.7 = 62 \text{ KN}$$

Nieve(acumulada)

$$N_{Ed} = 34.2 * 1.35 + 29.78 * 1.5 + 1.55 * 1.5 * 0.6 + 238.58 * 1.5 * 0.7 = 342.72 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 36 * 1.35 + 73.5 * 1.5 + 171.7 * 1.5 * 0.7 = 339.13 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = 8.48 * 1.35 + 14.36 * 1.5 + 12.5 * 1.5 * 0.6 + 28.92 * 1.5 * 0.7 = 74.6 \text{ KN}$$

Punto Crítico	Tipo	Estados	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
Pilar Empotramiento Intermedio 2	Peso Propio	Peso de elementos	-50.15	0	0
		Uniforme	-62.8	0	0
	Nieve	Acumulada	-67.3	0	0
		Deshielo izq	-47.1	-0.4	1.28
		Deshielo der	-47.1	0.4	-1.28
	Viento	V (0º) a	50.8	-5.52	-31.89
		V (0º) b	20.38	-10.1	-55
		V (90º)	67.67	0	0
	Puente grúa	1	-60.15	0.7	10.72
		2	-60.15	-15	-70.54
		3	-236	4.4	47.2
		4	-236	-25.23	-84.53
		5	-236	25.23	84.53
		6	-236	-4.4	-47.2
		7	-60.15	15	70.54
		8	-60.15	-0.7	-10.72

TABLA 5.44: Efectos generados sobre el pilar intermedio en el empotramiento

Valores de cálculo

Puente grúa (4,5)

$$N_{Ed} = 50.15 * 1.35 + 67.3 * 1.5 * 0.5 + 472 * 1.5 = -826 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 55 * 1.5 * 0.6 + 131.73 * 1.5 = -247.1 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed} = 10.1 * 1.5 * 0.6 + 29.63 * 1.5 = -53.53 \text{ KN}$$

Viento (V0º)

$$N_{Ed} = -50.15 * 0.8 + 20.38 * 1.5 = -9.55 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 55 * 1.5 + 131.73 * 1.5 * 0.7 = -220.8 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed} = 10.1 * 1.5 + 29.63 * 1.5 * 0.7 = -46.26 \text{ KN}$$

Nieve(acumulada)

$$N_{Ed} = 50.15 * 1.35 + 67.3 * 1.5 + 472 * 1.5 * 0.7 = -664.2 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 55 * 1.5 * 0.6 + 131.73 * 1.5 * 0.7 = 187.8 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed} = 10.1 * 1.5 * 0.6 + 29.63 * 1.5 * 0.7 = 40.2 \text{ KN}$$

Punto Crítico	Tipo	Estados	N (KN)	V (KN)	M (KNm)
Dintel Conexión Pilar intermedio	Peso Propio	Peso de elementos	-10.8	-14	-46.5
	Nieve	Uniforme	-21.65	-26.86	-85
		Acumulada	-22.22	-29	-86.71
		Deshielo izq	-17.5	-24.12	-67.8
		Deshielo der	-	-	-
	Viento	V (0º) a	17.6	21.6	60
		V (0º) b	-5.38	8	11.43
		V (90º)	36.95	25.45	75.11
	Puente grúa	1	2.28	-1.33	-9.1
		2	-17.5	-4.73	-32.5
		3	8.5	4.72	30
		4	-2.55	-	-

5	-4.1	1.07	9.24
6	-8.67	-4.62	-29.43
7	-17.5	-	-
8	2.6	-	-

TABLA 5.45: Efectos generados sobre el dintel

Valores de cálculo

$$N_{Ed} = 22.2 * 1.5 + 5.38 * 1.5 * 0.6 + 35 * 1.5 * 0.7 + 10.8 * 1.35 = 89 \text{ KN}$$

$$V_{Ed}^- = 29 * 1.5 + 4.72 * 1.5 * 0.7 + 14 * 1.35 = 67.3 \text{ KN}$$

$$V_{Ed}^+ = 25.45 * 1.5 + 9.35 * 1.5 * 0.7 - 14 * 0.8 = 36.8 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^- = 97.26 * 1.5 + 30 * 1.5 * 0.7 + 46.5 * 1.35 = 224 \text{ KNm}$$

Comprobaciones

5.5.1 PILAR EXTERIOR

Valores de calculo

$$N_{Ed} = 427.7 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = 86.41 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^- = 371.5 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed}^+ = 355 \text{ KNm}$$

Valores Resistentes

$$V_{pl,Rd} = A_V * \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 6035 * \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 912 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd,y} = W_y * f_{yd} = 1930 * 261.9 = 505 \text{ KNm}$$

$$N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 11600 * 261.9 = 3038 \text{ KN}$$

Comprobación de resistencia

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \leq 1$$

Como $V_{Ed} * 2 < V_{plRd}$ no se considera, entonces.

$$\frac{427.7}{3038} + \frac{371.5}{505} = 0.87 < 1$$

OK

Comprobación de estabilidad

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y * N_{c,Rd}} + K_y * \frac{c_{m,y} * M_{Ed,y}}{X_{LT} * M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje fuerte}$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z * N_{c,Rd}} + K_{y,LT} * \frac{M_{Ed,y}}{X_{LT} * M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje débil}$$

Consideraciones previas

- Se considera que el muro no arriostra el pilar en ningún plano.
- Existen tornapuntas cada 2 correas
- La primera correa se encuentra a 3000 mm

Lo anterior induce a:

- La longitud de pandeo en el plano fuerte será 15300 mm
- La longitud de pandeo en el eje débil será de 3000 mm
- La longitud al pandeo lateral del ala inferior sea 3000 mm
- La longitud de pandeo lateral del ala exterior es 3000 mm

Eje fuerte

$$\lambda_E = 88.4 \quad \lambda_{R,y} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,y} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,y} = 15300 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{15300}{204} = 75 \quad \lambda_{R,y} = \frac{75}{88.4} = 0.848$$

para este elemento la curva de pandeo es la a, por lo tanto, $X_y = 0.77$

Por otro lado, $C_{m,y} \approx 0.9$.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} \rightarrow M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \rightarrow M_{LTv} = C_1 * \frac{\pi}{L_c} * \sqrt{E * G * I_z * I_T}$$

$$M_{LTW} = W_y * \frac{\pi^2 * E}{L_c^2} * C_1 * i_{f,z}^2 \rightarrow i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A}}$$

$$I_{f,z} = \frac{1}{12} * t_f * b^3 = \frac{16}{12} * 200^3 = 10.6 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A_f = t_f * b + t_w * \frac{d}{3} = 16 * 200 + 10.2 * \frac{468}{3} = 4791.2 \text{ mm}^2 \quad i_{f,z} = \sqrt{\frac{10.6 * 10^6}{4791.2}} = 47 \text{ mm}$$

$$M_{LTv} = 1.32 * \frac{\pi}{3000} * \sqrt{210 * 81 * 21.4 * 0.918 * 10^{18}} = 798 \text{ KNm}$$

$$M_{LTW} = 1930 * \frac{\pi^2 * 210}{3000^2} * 1.32 * 47^2 = 1337 \text{ KNm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{798^2 + 1337^2} = 1557 \text{ KNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1930 * 265}{1557 * 10^3}} = 0.573$$

$$X_{LT} = 0.85$$

$$K_y = 1 + 0.6 * \lambda_{R,y} * \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 1 + 0.6 * 0.57 * \frac{427.7}{0.76 * 3038} = 1.063 \text{ entonces}$$

$$\frac{427.7}{0.77 * 3038} + 1.063 * \frac{0.9 * 361.3}{0.85 * 505} = 0.18 + 0.80 = 0.98$$

OK

Eje débil

$$\lambda_E = 86.81 \quad \lambda_{R,z} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,z} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,z} = 3000 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{3000}{43.1} = 69.6 \quad \lambda_{R,z} = \frac{69.6}{88.4} = 0.786$$

para este elemento la curva de pandeo es la b, por lo tanto, $X_z = 0.73$.

$$c_{m,y} = 0.9 \quad K_{y,LT} = 1 \text{ entonces,}$$

$$\frac{427.7}{0.724 * 3038} + 0.8 = 0.192 + 0.8 = 0.992$$

OK

5.5.2 PILAR INTERMEDIO

Valores de calculo

$$N_{Ed} = 826 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = 53.5 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^- = 248 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed}^+ = 248 \text{ KNm}$$

Valores Resistentes

$$V_{pl,Rd} = A_V * \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 4745 * \frac{252.38}{\sqrt{3}} = 691 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd,y} = W_y * f_{yd} = 1680 * 252.38 = 424 \text{ KNm}$$

$$N_{c,Rd} = A * f_{yd} = 14910 * 252.38 = 3763 \text{ KN}$$

Comprobación de resistencia

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \leq 1$$

Como $V_{Ed} * 2 < V_{pl,Rd}$ no se considera, entonces.

$$\frac{826}{3763} + \frac{248}{424} = 0.22 + 0.585 = 0.96 < 1$$

OK

Comprobación de estabilidad

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y * N_{c,Rd}} + K_y * \frac{c_{m,y} * M_{Ed,y}}{X_{LT} * M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje fuerte}$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z * N_{c,Rd}} + K_{y,LT} * \frac{M_{Ed,y}}{X_{LT} * M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje débil}$$

Consideraciones previas

- Se considera que la viga carril arriostra el pilar en los 2 planos.
- La longitud de pandeo en el plano fuerte será 12300 mm
- La longitud de pandeo en el eje débil será de 5250 mm
- La longitud al pandeo lateral del ala inferior sea 5250 mm
- La longitud de pandeo lateral del ala exterior es 5250 mm.

Eje fuerte

Es importante mencionar que, dado que existen 2 cargas en un mismo plano con simetría que se equilibran como se visualiza en la figura, estas 2 cargas se contrarrestan y el fenómeno de pandeo siempre se ejecuta por el eje de menor inercia.

Por lo tanto, se puede deducir que en este plano nunca habrá pandeo, a menos que, existan cargas de distinto valor.

Por otro lado, $C_{m,y} \approx 0.9$ por estar de lado de la seguridad.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \rightarrow M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \rightarrow M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_T}$$

$$M_{LTw} = W_y \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 \rightarrow i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A}}$$

$$I_{f,z} = \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 = \frac{19}{12} \cdot 300^3 = 42.75 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = t_f \cdot b + t_w \cdot \frac{d}{3} = 19 \cdot 300 + 11 \cdot \frac{208}{3} = 6462.6 \text{ mm}^2 \quad i_{f,z} = \sqrt{\frac{45.75 \times 10^6}{6462.6}} = 84.1 \text{ mm}$$

$$M_{LTv} = 1.32 \cdot \frac{\pi}{5250} \cdot \sqrt{210 \cdot 81 \cdot 85.63 \cdot 1.92 \cdot 10^{18}} = 1321 \text{ KNm}$$

$$M_{LTw} = 1680 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210}{5250^2} \cdot 1.32 \cdot 84.1^2 = 1180 \text{ KNm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{1321^2 + 1180^2} = 1771 \text{ KNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1680 \cdot 265}{1771 \cdot 10^3}} = 0.5$$

$$X_{LT} = 0.924$$

$$K_y = 1 + 0.6 \cdot \lambda_{R,y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 1 + 0.6 \cdot 1.07 \cdot \frac{826}{0.55 \cdot 3763} = 1.25 \text{ entonces}$$

$$\frac{826}{3716} + 1.25 \cdot 0.9 \cdot \frac{248}{0.924 \cdot 424} = 0.22 + 0.712 = 0.93 < 1$$

OK

Comprobación en eje fuerte si no hubiese simetría de carga

$$\lambda_E = 88.4 \quad \lambda_{R,z} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,z} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,z} = 12300 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{12300}{130} = 94.6 \quad \lambda_{R,y} = \frac{94.6}{88.4} = 1.07$$

para este elemento la curva de pandeo es la b, por lo tanto, $X_y = 0.55$

$$N_{Ed} = (236 + 60.15) * 1.5 + 67.3 * 1.5 * 0.5 + 50.15 * 1.35 = 562.4 \text{ KN}$$

$$\frac{562.4}{0.55 * 3716} + 1.25 * 0.9 * \frac{248}{0.924 * 424} = 0.275 + 0.712 = 0.987 < 1$$

OK

Eje débil

$$\lambda_E = 88.4 \quad \lambda_{R,z} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,z} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,z} = 5250 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{5250}{75.8} = 69.6 \quad \lambda_{R,y} = \frac{69.6}{88.4} = 0.78$$

para este elemento la curva de pandeo es la b, por lo tanto, $X_z = 0.8$.

$$c_{m,y} = 0.9 \quad K_{y,LT} = 1 \text{ entonces,}$$

$$\frac{826}{0.8 * 3716} + 0.63 = 0.277 + 0.712 = 0.989 < 1$$

OK

5.5.3 DINTEL CON CARTELAS

Valores de calculo

$$N_{Ed} = 89 \text{ KN}$$

$$V_{Ed}^- = 67.3 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^- = 224 \text{ KNm}$$

Valores Resistentes

$$V_{pl,Rd} = A_{V,conjunto} * \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 4335 * \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 655 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd,y} = W_{y,conjunto}^{menor} * f_{yd} = 1274 * 261.9 = 333.6 \text{ KNm}$$

$$N_{c,Rd} = A_{conjunto} * f_{yd} = 8932 * 261.9 = 2340 \text{ KN}$$

Comprobación de resistencia

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \leq 1$$

Como $V_{Ed} * 2 < V_{pl,Rd}$ no se considera, entonces.

$$\frac{89}{2340} + \frac{224}{333.6} = 0.038 + 0.67 = 0.7 < 1$$

OK

Comprobación de estabilidad

Se debe satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y * N_{c,Rd}} + K_y * \frac{c_{m,y} * M_{Ed,y}}{X_{LT} * M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje fuerte}$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z * N_{c,Rd}} + K_{y,LT} * \frac{M_{Ed,y}}{X_{LT} * M_{c,Rd,y}} \leq 1 \text{ Eje débil}$$

Consideraciones previas

- Se considera que las correas arriostran el dintel en el plano débil.
- Existen tornapuntas cada correa.

Lo anterior induce a:

- La longitud de pandeo en el plano fuerte será 15900 mm
- La longitud de pandeo en el eje débil será de 2000 mm
- La longitud al pandeo lateral del ala inferior sea 2000 mm
- La longitud de pandeo lateral del ala exterior es 2000 mm

Por otro lado, $C_{m,y} \approx 0.9$ por estar de lado de la seguridad.

Eje fuerte

$$\lambda_E = 86.51 \quad \lambda_{R,z} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,z} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,z} = 15900 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{15900}{203} = 78.31 \quad \lambda_{R,y} = \frac{78.31}{86.81} = 0.9$$

para este elemento la curva de pandeo es la a, por lo tanto, $X_y = 0.73$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} \rightarrow M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \rightarrow M_{LTv} = C_1 * \frac{\pi}{L_c} * \sqrt{E * G * I_z * I_T}$$

$$M_{LTw} = W_{y,conjunto}^{inferior} * \frac{\pi^2 * E}{L_c^2} * C_1 * i_{f,z}^2 \rightarrow i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A}}$$

$$I_{f,z} = \left(\frac{1}{12} * t_f * b^3 \right)_{conjunto} = \frac{10.7}{12} * 150^3 = 3_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = \left(2 * t_f * b + 4 * t_w * \frac{d}{3} \right)_{conjunto} = 2 * 10.7 * 150 + 1.25 * 7.1 * 249 = 5420 \text{ mm}^2$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{3_x 10^6}{5420}} = 23.5 \text{ mm}$$

$$M_{LTv} = 1.32 * \frac{\pi}{4000} * \sqrt{210 * 81 * 9.05 * 0.3 * 10^{18}} = 445.6 \text{ KNm}$$

$$M_{LTw} = 1274 * \frac{\pi^2 * 210}{4000^2} * 1.32 * 23.5^2 = 481.2 \text{ KNm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{445.6^2 + 481.2^2} = 655.83 \text{ KNm} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1274 * 275}{655.83 * 10^3}} = 0.73$$

$$X_{LT} = 0.77$$

$$K_y = 1 + 0.6 * \lambda_{R,y} * \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 1 + 0.6 * 0.9 * \frac{89}{0.73 * 2340} = 1.03 \text{ entonces}$$

$$\frac{89}{1708} + 0.92 * \frac{224}{0.77 * 333.6} = 0.052 + 0.8 = 0.852 < 1$$

OK

Eje débil

$$\lambda_E = 88.4 \quad \lambda_{R,z} = \frac{\lambda_M}{\lambda_E} \quad \lambda_{M,z} = \frac{L_K}{i} \quad L_{K,z} = 2000 \text{ mm}$$

$$\lambda_{M,y} = \frac{2000}{31.83} = 62.83 \quad \lambda_{R,y} = \frac{62.83}{86.81} = 0.72$$

para este elemento la curva de pandeo es la b, por lo tanto, $X_z = 0.772$.

$K_{y,LT} = 0.98$ entonces,

$$\frac{89}{1806} + 0.98 * 0.842 = 0.05 + 0.822 = 0.872 < 1$$

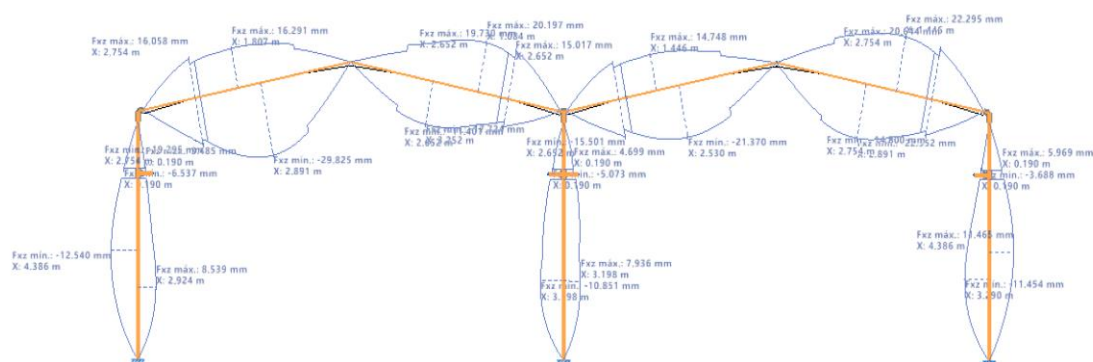
OK

Comprobación de servicio

La flecha máxima admisible para todos los elementos siguientes es $\delta = \frac{L}{300} \text{ mm}$

- Pilares exteriores e intermedio $\delta = \frac{10000}{300} = 33.3 \text{ mm}$
- Dinteles $\delta = \frac{10200}{500} = 34 \text{ mm}$

La siguiente imagen representa las flechas generadas de los elementos anteriores



6 UNIONES DE LA ESTRUCTURA

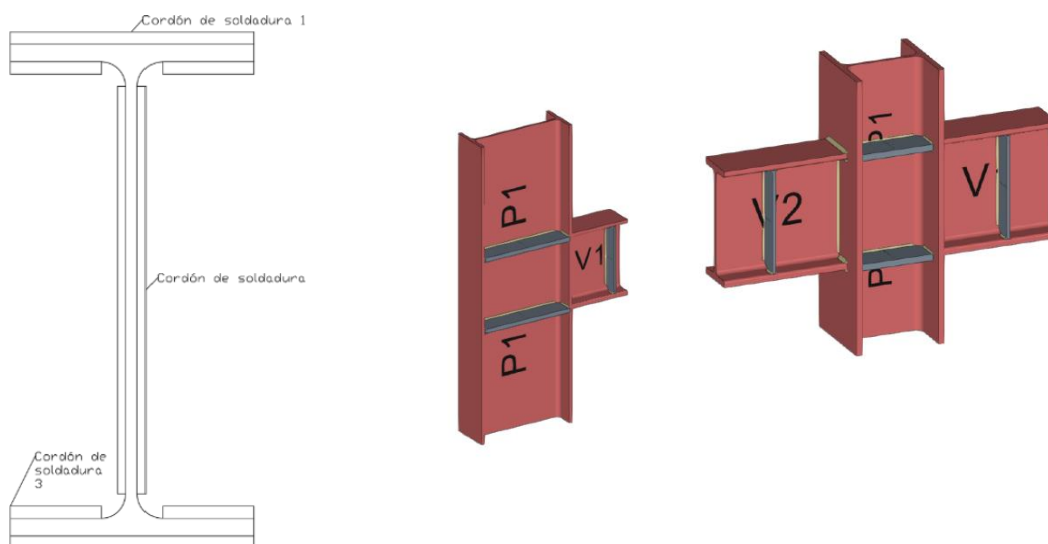
6.1 UNIONES DE LOS PILARES

UNIÓN PILAR EXTERIOR E INTERMEDIO + MÉNSULAS

Valores de cálculo

$$V_{Ed} = 365 \text{ KN} \quad M_{Ed} = 97.5 \text{ KNm} \quad N_{Ed} = 36.5 \text{ KN}$$

Disposición geométrica y análisis



Disposición	Conexión exterior	Conexión intermedia
de la soldadura	IPE500 + IPN380	HEB300 + IPN380

Disposición geométrica de la soldadura

Espesor de la soldadura de las alas (e_f) = 7.5 mm

Espesor de la soldadura del alma (e_w) = 5 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 1 (L_{c1}) = 149 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 2 (L_{c2}) = 306 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 3 (L_{c3}) = 52.6 mm

Área del cordón de soldadura tipo 1

$$A_{c1} = 2 * e_f * L_{c1} = 2235 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 2

$$A_{c2} = 2 * e_w * L_{c2} = 3060 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 3

$$A_{c3} = 4 * e_f * L_{c3} = 1578 \text{ mm}^2$$

El centro de gravedad de la soldadura es la mitad de la altura total, por simetría.

$$Z_{cdg}^{sold} = 197.5 \text{ mm}$$

Momento de inercia de la soldadura

$$I_0^{sold} = \frac{2}{12} * e_w * L_{c2}^3 = 23.87 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_{cdg,CS1}^{sup} = Z_{cdg,CS1}^{inf} = 193.75 \text{ mm} \quad Z_{cdg,CS2} = 0 \text{ mm}$$

$$Z_{cdg,CS3}^{sup} = Z_{cdg,CS3}^{inf} = 162 \text{ mm}$$

$$I_{str} = 2235 * 193.75^2 + 1578 * 162^2$$

$$(83.9 + 40.4) * 10^6 = 124.3 * 10^6$$

$$I_{sold} = I_0^{sold} + I_{str} = 148.18 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{CS1}^{sup,inf} = 750 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{CS3}^{sup,inf} = 878.36 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{CS2} = 968.5 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Comprobaciones

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W * \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 * 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

Cordones tipo 1

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{36500}{6873} + \frac{97.5 \cdot 10^6}{750 \cdot 10^3} = 5.31 + 130 = 135.31 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{135.31}{\sqrt{2}} = 95.67 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 95.67^2} = 191.3 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 2

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{36500}{6873} + \frac{97.5 \cdot 10^6}{968.5 \cdot 10^3} = 5.31 + 100.67 = 106 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{365000}{3060} = 120 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{142}{\sqrt{2}} = 75 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 120 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{75^2 + 3 * (75^2 + 120^2)} = 256 < 385 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 3

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{89000}{6873} + \frac{97.5 \cdot 10^6}{878.36 \cdot 10^3} = 5.31 + 111 = 116.31 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{116.31}{\sqrt{2}} = 82.24 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 82.24^2} = 164.5 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Esta disposición de soldadura es correcta, pero si ocurre el hipotético caso de solicitación máxima debido a una serie de esfuerzos, lo ideal es que la soldadura pueda resistir más que la ménsula, entonces, se debe satisfacer:

$$(F_{t,Rd,soldadura} = A_s * \frac{f_{ub}}{\sqrt{3}}) \geq (F_{t,Rd,ala-viga} = A_f * f_{yd})$$

$$A_s = 2 * a_s * b_s = 2 * 7.5 * 149 = 2235 \text{ mm}^2$$

$$A_f = t_f * b_f = 20.5 * 149 = 3054.5 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd,soldadura} = \frac{2235 * 410}{\sqrt{3} * 0.85 * 1.25} = 498 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd,ala-viga} = 3054.5 * \frac{265}{1.05} = 771 \text{ KN } \text{NOK}$$

El espesor mínimo es

$$\frac{(F_{t,Rd,soldadura} = A_s * \frac{f_{ub}}{\sqrt{3}})}{F_{t,Rd,ala-viga} = A_f * f_{yd}} \geq 1.55$$

$$A_s = 1.54 * 2235 = 3464 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd,soldadura} = \frac{3464 * 410}{\sqrt{3} * 0.85 * 1.25} = 771 \text{ KN}$$

Espesor final de la soldadura es 12 mm como mínimo.

Rigidizadores (euro código anexo J.2.2)

Rigidizadores en zona de tracción (EC J.2.3.2) /compresión (EC J.2.4.1)

El pilar debe rigidizarse si no se cumple lo siguiente.

$$F_{t,Rd} \geq \left(0.7 * f_{yb} * t_{fb} * \frac{b_{fb}}{\gamma_{M0}} = 0.7 * 265 * 20.5 * \frac{149}{1.05} = 540 \text{ KN} \right)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{[f_{yb} * t_{fb} * (t_{wc} + 2 * r_c) + 7 * f_{yc} * t_{fc}^2]}{\gamma_{M0}} = \frac{[265 * 20.5 * (10.2 + 21) + 7 * 265 * 16^2]}{1.05} = 613 \text{ KN}$$

Dado que la condición se cumple no es necesario rigidizar, pero se deciden poner por temas constructivos con un espesor de chapa comercial ligeramente superior al espesor del ala de la viga (ménsula).

El espesor del ala de la ménsula es: 20.5 mm, por lo tanto, el espesor del rigidizador de chapa comercial es 22 mm.

Rigidizadores paralelos al alma (EC J.2.5.1)

Si se cumple la siguiente condición no es necesario el rigidizador.

IPE500

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{97.5}{0.38-0.0205} = 271 \text{ KN}$$

$$V_{wp,Rd} = \left[0.9 * A_v * \frac{f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} \right]_{\text{pilar}} = 0.9 * 6035 * \frac{265}{1.05 * \sqrt{3}} = 791 \text{ KN}$$

HEB300

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{97.5}{0.38-0.0205} = 271 \text{ KN}$$

$$V_{wp,Rd} = \left[0.9 * A_v * \frac{f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} \right]_{\text{pilar}} = 0.9 * 4745 * \frac{265}{1.05 * \sqrt{3}} = 622 \text{ KN}$$

No es necesario rigidizar, además, en este caso se decide no poner rigidizadores.

Dado que se trata de una unión con rigidizadores a una distancia a:

$$a_{IPN380} = h_{IPN380} - t_{f_{IPN380}} = 380 - 20.5 = 359.5 \text{ mm}$$

El ancho que cubre el rigidizador es d:

$$d_{IPE500} = h_{IPE500} - 2 * t_{f_{IPE500}} = 500 - 2 * 16 = 468 \text{ mm}$$

$$d_{HEB300} = h_{HEB300} - 2 * t_{f_{HEB300}} = 300 - 2 * 19 = 262 \text{ mm}$$

Comprobación

El efecto para tener en cuenta es el Axil generado por la frenada de la carga, el momento flector no se tiene en cuenta dado que los rigidizadores amortiguan dicho efecto.

$$\text{Entonces: } V_{Ed} = 36.5 \text{ KN}$$

No se realizará la comprobación si se cumple lo siguiente:

$$\frac{d}{t_w} < 30 * \varepsilon * \sqrt{k_\tau}$$

IPE500

$$a = 359.5 \text{ mm}$$

$$d = 468 \text{ mm}$$

Como $a < d$ entonces: $k_{\tau} = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 4 + \frac{5.35}{\left(\frac{359.5}{468}\right)^2} = 13$

$$\frac{d}{t_w} < 30 * \varepsilon * \sqrt{k_{\tau}} = \frac{468}{10.2} < 30 * 0.924 * \sqrt{13} \rightarrow 45.88 < 100$$

OK (no se comprueba)

HEB300

$$a = 359.5 \text{ mm}$$

$$d = 262 \text{ mm}$$

Como $a > d$ entonces: $k_{\tau} = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{359.5}{262}\right)^2} = 7.46$

$$\frac{d}{t_w} < 30 * \varepsilon * \sqrt{k_{\tau}} = \frac{262}{11} < 30 * 0.924 * \sqrt{7.46} \rightarrow 23.8 < 75$$

OK (no se comprueba)

El espesor de los rigidizadores del alma de la viga será de 15 mm.

UNIÓN PILAR EXTERIOR E INTERMEDIO + DINTEL HASTIAL

Valores de cálculo

$$V_{Ed} = 10 \text{ KN} \text{ (debido a los efectos transmitidos por la cubierta)}$$

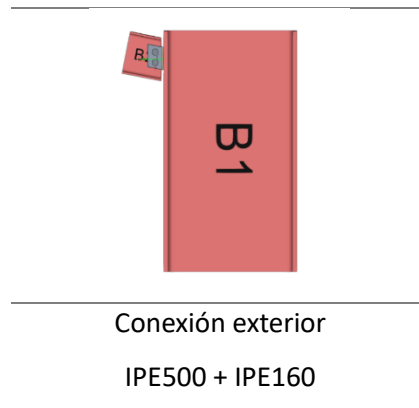
$$M_{Ed} = 0 \text{ KNm}$$

$$N_{Ed} = V_{Ed}^2 = 24 \text{ KN} \text{ (debido a los efectos normales generados por el viento longitudinal que transmitidos al arriostramiento superior generan un efecto normal en el dintel)}$$

El N_{Ed} trabaja como esfuerzo de cortadura para los tornillos, por lo tanto, el esfuerzo de cortadura total será la resultante.

$$F_{v,Ed,Resultante} = 26 \text{ KN}$$

Disposición geométrica y análisis



Para que sea articulada como mucho la placa de unión soldada al pilar exterior debe tener una altura $2/3 \cdot d$ ($d_{IPE160} = 127 \text{ mm}$), entonces, la altura de la placa será en primera instancia 84 mm .

El espesor de la placa (t) = 10 mm .

Tornillo M12 alta resistencia 8.8.

\varnothing agujero = 13 mm .

Disposiciones constructivas

Distancia mínima en dirección normal

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 13 = 15.6 \text{ mm} \quad p_1 \geq 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 13 = 28.6 \text{ mm}$$

Distancia mínima en dirección tangencial

$$e_2 \geq 1.5 \cdot d_0 = 1.5 \cdot 13 = 19.5 \text{ mm} \quad p_2 \geq 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 13 = 39 \text{ mm}$$

Distancia máxima al borde

$$e_1 \leq 40 + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 10 = 80 \text{ mm} \quad e_2 \leq 12 \cdot t \text{ ó } 150 = 12 \cdot 10 = 120 \text{ mm}$$

Distancia máxima entre tornillos

$$p_1 \leq 14 \cdot t = 14 \cdot 10 = 140 \text{ mm} \quad p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Dimensiones finales de la placa y comprobación

Tornillos

Dado que solo existen esfuerzos cortantes se debe satisfacer:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1$$

$$F_{v,Rd} = n * 0.5 * f_u * \frac{A}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = 1 * 0.5 * 800 * \frac{86.3}{1.25} = 27.6 \text{ KN}$$

Existen 2 tornillos, el efecto se distribuye para los 2, por lo tanto, los efectos cálculo para cada tornillo es:

$$F_{v,Ed} = 13 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ KNm}$$

$$F_{t,Ed} = 0 \text{ KN}$$

Entonces,

$$\frac{13}{27.6} = 0.361 < 0.47 \text{ OK}$$

Chapa y perfil

Aplastamiento

$$\text{Se debe satisfacer: } F_{b,Rd} = 2.5 * \alpha * f_u * d * \frac{t_{w,IPE}}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Donde } \alpha \text{ es el menor de: } \frac{e_1}{3*d_0} = 0.7 \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = 1.95 \quad 1$$

e_1 : se considera la distancia que existe desde el centro del agujero hasta el borde del perfil, esto es porque existe una holgura pilar-dintel de 10 mm.

$$F_{b,Rd} = 2.5 * 0.7 * 410 * 12 * \frac{5}{1.25} = 34 \text{ KN}$$

El valor de cálculo para esta comprobación es la resultante de los 2 efectos.

$$F_{R,Ed} = 13 \text{ KN}$$

$$\frac{13}{34} = 0.38 < 1 \text{ OK}$$

Resistencia de la chapa

Resistencia de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = A * f_{yd} = 84 * 10 * 261.9 = 220 \text{ KN}$$

Resistencia ultima de la sección neta

$$N_{uRd} = 0.9 * A_{net} * f_{ub} = 0.9 * 580 * 328 = 171 \text{ KN}$$

OK

Resistencia al desgarro del alma

El menor espesor es el del alma del perfil, el cálculo se realiza sobre este elemento. Aunque el cálculo se haga sobre el perfil se considera que la parte del alma que trabaja en altura y largo es la misma que la placa.

La resistencia será la menor de:

$$F_{v,Rd}^1 = f_{yd} * \frac{A}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^2 = \frac{f_{ub} * A_{neta}}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^3 = f_{yd} * \frac{A_{eff}}{\sqrt{3}}$$

$$A = t * (L_1 + L_V + L_3) = 420 \text{ mm}^2 \quad A_{neta} = A - t * n * d_{0,1} = 290 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = t * (L_1 + L_V + L_2) \quad L_2 = (a_2 - k * d_{02}) * \left(\frac{f_u}{f_y} \right)$$

$$L_2 = (25 - 0.5 * 13) * \left(\frac{410}{275} \right) = 27.5 \text{ mm} \quad A_{eff} = 5 * (22.5 + 39 + 27.5) = 445 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd}^1 = 261.9 * \frac{420}{\sqrt{3}} = 63.5 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd}^2 = \frac{328 * 290}{\sqrt{3}} = 55 \text{ KN} = F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd}^3 = 261.9 * \frac{445}{\sqrt{3}} = 67 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = 26 \text{ KN}$$

OK

Esta placa esta soldada al ala del pilar exterior, se procede al cálculo resistente de la soldadura.

Valores de cálculo sobre la soldadura

$$F_{v,Ed} = 10 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 10 * 0.035 = 0.35 \text{ KNm}$$

$$F_{t,Ed} = 24 \text{ KN}$$

- Espesor nominal de la soldadura por la placa (a) = $0.7 * 10 = 7 \text{ mm}$.
- Espesor nominal de la soldadura por el ala del perfil (IPE500) = $0.7 * 16 = 11.2 \text{ mm}$
- Espesor mínimo permitido de la soldadura 3 mm.

Se considera soldadura por los 2 lados.

$$A_{sold} = 84 * 7 * 2 = 1176 \text{ mm}^2 \quad I_{sold}^{paralela} = \frac{2}{12} * 7 * 84^3 = 0.69 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W * \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 * 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{24000}{1176} + \frac{350000}{16428} = 20.4 + 21.3 = 41.7 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{10000}{1176} = 8.5 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{41.7}{\sqrt{2}} = 29.5 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 8.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{29.5^2 + 3 * (29.5^2 + 8.5^2)} = 60.8 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Con el espesor mínimo de 3 mm

$$A_{sold} = 84 * 3 * 2 = 504 \text{ mm}^2 \quad I_{sold}^{paralela} = \frac{2}{12} * 3 * 84^3 = 296352 \text{ mm}^4$$

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{24000}{504} + \frac{350000}{7056} = 41.62 + 49.6 = 91.22 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{10000}{504} = 19.85 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{91.22}{\sqrt{2}} = 64.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{II} = t_{II} = 19.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{64.5^2 + 3 * (64.5^2 + 19.85^2)} = 133.5 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

El espesor de la soldadura se puede realizar de 3 a 7 mm.

UNIÓN PILAR INTERMEDIO Y EXTERIOR + DINTEL PRINCIPAL CON CARTELA

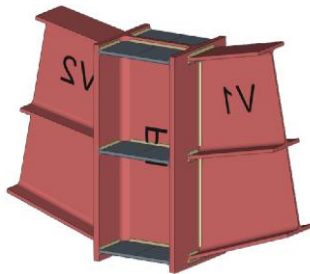
Para que las 2 uniones sean similares, se debe cumplir con los valores del perfil que genere una menor resistencia de la unión y mayores efectos.

Valores de cálculo

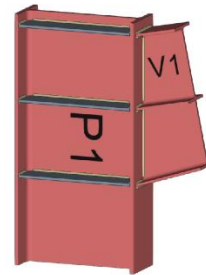
$$\begin{aligned} V_{Ed}^- &= 67.3 \text{ KN} & V_{Ed}^+ &= 34 \text{ KN} \\ M_{Ed}^- &= 220 \text{ KNm} & M_{Ed}^+ &= 133 \text{ KNm} \\ N_{Ed}^- &= 89 \text{ KN} & N_{Ed}^+ &= 56 \text{ KN} \end{aligned}$$

Disposición geométrica y análisis

Estas uniones son aquellas comprendidas en los pórticos donde no existe arriostramiento, en aquellos pórticos los rigidizadores intermedios no se aplican (ver la unión de los montantes).

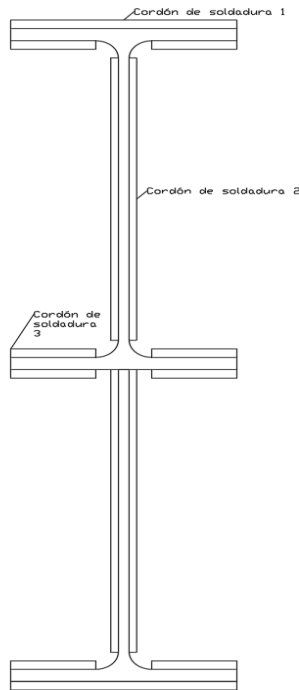


Conexión intermedia HEB300 + IPE300



Conexión exterior IPE500 + IPE300

Disposición geométrica de la soldadura



Espesor de la soldadura de las alas o cordón tipo 1 y 3

$$(e_f) = 7.5 \text{ mm}$$

Espesor de la soldadura del alma o cordón tipo 2

$$(e_w) = 5 \text{ mm}$$

Longitud del cordón de soldadura tipo 1

$$L_{c1} = 150 \text{ mm}$$

Longitud del cordón de soldadura tipo 2

$$L_{c2} = 249 \text{ mm}$$

Longitud del cordón de soldadura tipo 3

$$L_{c3} = 56.45 \text{ mm}$$

Área total del cordón de soldadura tipo 1

$$A_{c1} = 2 * e_f * L_{c1} = 2250 \text{ mm}^2$$

Área total del cordón de soldadura tipo 2

$$A_{c2} = 4 * e_w * L_{c2} = 4980 \text{ mm}^2$$

Área total del cordón de soldadura tipo 3

$$A_{c3} = 8 * e_f * L_{c3} = 3387 \text{ mm}^2$$

El centro de gravedad de la soldadura se encuentra aproximadamente por simetría a

$$Z_{cdg}^{sold} = 294.65 \text{ mm}$$

Momento de inercia de la soldadura.

$$I_0^{sold} = \frac{1}{12} * e_w * L_{c2}^3 = 25.73 \times 10^6$$

$$Z_{cdg,CS1}^{sup} = Z_{cdg,CS1}^{inf} = 290.9 \text{ mm}$$

$$Z_{cdg,CS2}^{sup} = Z_{cdg,CS2}^{inf} = 137.15 \text{ mm}$$

$$Z_{cdg,CS3}^{sup} = Z_{cdg,CS3}^{inf} = 272.7 \text{ mm} \quad Z_{cdg,CS3}^{intermedio,sup} = 1.6 \text{ mm} \quad Z_{cdg,CS3}^{intermedio,inf} = 16.6 \text{ mm}$$

$$I_{str} = 2250 * 290.9^2 + 4980 * 137.15^2 + \frac{3387}{2} * 272.7^2 + 846.75 * (1.6^2 + 16.6^2)$$

$$(190.4 + 96.37 + 125.93 + 0.23) * 10^6 = 412.93 * 10^6$$

$$I_{sold} = I_0^{sold} + I_{str} = 438.66 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{CS1}^{sup,inf} = 1488.75 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{CS3}^{sup,inf} = 1586.76 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{CS2}^{sup,inf} = 1677.8 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Comprobaciones

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W * \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 * 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

Cordones tipo 1

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{89000}{10617} + \frac{224 * 10^6}{1488.75 * 10^3} = 8.38 + 150 = 158.38 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{158.38}{\sqrt{2}} = 112 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 112^2} = 224 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 2

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{89000}{10617} + \frac{224 * 10^6}{1677.8 * 10^3} = 8.38 + 133.5 = 142 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{67300}{4980} = 13.51 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{142}{\sqrt{2}} = 100.4 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 13.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 100.4^2 + 3 * 13.51^2} = 202 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 3 (más lejanos)

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{89000}{10617} + \frac{224 \cdot 10^6}{1586.76 \cdot 10^3} = 8.38 + 141.16 = 149.5 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{149.5}{\sqrt{2}} = 105.7 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 105.7^2} = 211.5 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Esta disposición de soldadura es correcta, pero si ocurre el hipotético caso de solicitación máxima debido a una serie de esfuerzos, lo ideal es que la soldadura pueda resistir más que el pilar, entonces, se debe satisfacer:

$$(F_{t,Rd,soldadura} = A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\sqrt{3}}) \geq (F_{t,Rd,ala-viga} = A_f \cdot f_{yd})$$

$$A_s = 2 \cdot a_s \cdot b_s = 2 \cdot 7.5 \cdot 150 = 2250 \text{ mm}^2$$

$$A_f = t_f \cdot b_f = 10.7 \cdot 150 = 1605 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd,soldadura} = \frac{2250 \cdot 410}{\sqrt{3} \cdot 0.85 \cdot 1.25} = 501 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd,ala-viga} = 1605 \cdot \frac{275}{1.05} = 421 \text{ KN} \text{ OK}$$

Espesor final de la soldadura es 7.5 mm como mínimo.

Rigidizadores (euro código anexo J.2.2)

Rigidizadores en zona de tracción (EC J.2.3.2) /compresión (EC J.2.4.1)

El pilar debe rigidizarse si no se cumple lo siguiente.

$$F_{t,Rd} \geq \left(0.7 \cdot f_{yb} \cdot t_{fb} \cdot \frac{b_{fb}}{\gamma_{M0}} = 0.7 \cdot 275 \cdot 10.7 \cdot \frac{150}{1.05} = 294 \text{ KN} \right)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{[f_{yb} \cdot t_{fb} \cdot (t_{wc} + 2 \cdot r_c) + 7 \cdot f_{yc} \cdot t_{fc}^2]}{\gamma_{M0}} = \frac{[275 \cdot 10.7 \cdot (10.2 + 2 \cdot 21) + 7 \cdot 265 \cdot 16^2]}{1.05} = 539 \text{ KN}$$

Dado que la condición se cumple no es necesario rigidizar, pero se deciden poner por temas constructivos con un espesor de chapa comercial ligeramente superior al espesor del ala de la viga (ménsula).

El espesor del ala del pilar es: 10.7 mm, por lo tanto, el espesor del rigidizador de chapa comercial es 15 mm.

Rigidizadores en zona de tracción (EC J.2.3.2) /compresión (EC J.2.4.1)

Si se cumple la siguiente condición no es necesario el rigidizador.

IPE500

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{220}{0.553} = 398 \text{ KN}$$

$$V_{wp,Rd} = \left[0.9 * A_v * \frac{f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} \right]_{pilar} = 0.9 * 6035 * \frac{265}{1.05 * \sqrt{3}} = 791 \text{ KN}$$

HEB300

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{97.5}{0.553} = 398 \text{ KN}$$

$$V_{wp,Rd} = \left[0.9 * A_v * \frac{f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} \right]_{pilar} = 0.9 * 4745 * \frac{265}{1.05 * \sqrt{3}} = 622 \text{ KN}$$

No es necesario rigidizar, además, en este caso se decide no poner rigidizadores.

Dado que se trata de una unión con rigidizadores a una distancia a:

$$a_{IPE300} = h_{IPE300} - 2 * t_{f_{IPE300}} = 2 * 300 - 10.7 = 589.3 \text{ mm}$$

El ancho que cubre el rigidizador es d:

$$d_{IPE500} = h_{IPE500} - 2 * t_{f_{IPE500}} = 500 - 2 * 16 = 468 \text{ mm}$$

$$d_{HEB300} = h_{HEB300} - 2 * t_{f_{HEB300}} = 300 - 2 * 19 = 262 \text{ mm}$$

Comprobación

El efecto para tener en cuenta es el Axil (N_{Ed}), el momento flector no se tiene en cuenta dado que los rigidizadores amortiguan dicho efecto.

$$\text{Entonces: } N_{Ed} = 89 \text{ KN}$$

No se realizará la comprobación si se cumple lo siguiente:

$$\frac{d}{t_w} < 30 * \varepsilon * \sqrt{k_\tau}$$

IPE500

$$a = 589.3 \text{ mm}$$

$$d = 468 \text{ mm}$$

$$\text{Como } a > d \text{ entonces: } k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{589.3}{468}\right)^2} = 7.86$$

$$\frac{d}{t_w} < 30 * \varepsilon * \sqrt{k_\tau}$$

$$\frac{468}{10.2} < 30 * 0.924 * \sqrt{7.86} \rightarrow 45.88 < 77.7$$

OK (no se comprueba)

HEB300

$$a = 589.3 \text{ mm}$$

$$d = 262 \text{ mm}$$

$$\text{Como } a > d \text{ entonces: } k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{589.3}{262}\right)^2} = 4.8$$

$$\frac{d}{t_w} < 30 * \varepsilon * \sqrt{k_\tau} = \frac{262}{11} < 30 * 0.924 * \sqrt{4.8} \rightarrow 23.8 < 60.7$$

OK (no se comprueba)

Pórtico principal (resto de pórticos)

Para el resto de pórtico se colocarán rigidizadores intermedios.

UNIÓN PILAR HASTIAL (#2) + DINTEL HASTIAL

Valores de cálculo

$$V_{Ed}^1 = 20.5 \text{ KN (debido a los efectos del viento longitudinal)}$$

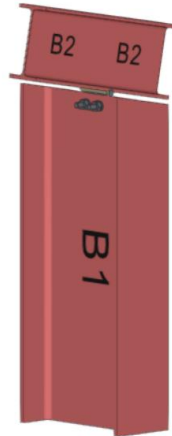
$$V_{Ed}^2 = 11.5 \text{ (debido a los efectos transmitidos por la cubierta)}$$

$$M_{Ed}^+ = 0 \text{ KN}$$

La resultante debido a los efectos de cortadura existentes es

$$F_{v,Ed,resultante} = 23.5 \text{ KN}$$

Disposición geométrica y análisis



Conexión IPE160 + IPE300

$d_{IPE300} = 249 \text{ mm}$, para que sea articulada como mucho la placa de unión soldada al dintel hastial debe tener un ancho $2/3 \cdot d$, entonces, la altura de la placa será en primera instancia 82 mm que corresponde con la base del dintel.

El espesor de la placa (t) = 10 mm .

Tornillo M12 alta resistencia.

\varnothing agujero = 13 mm .

Disposiciones constructivas

Distancia mínima en dirección normal

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 13 = 15.6 \text{ mm} \quad p_1 \geq 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 13 = 28.6 \text{ mm}$$

Distancia mínima en dirección tangencial

$$e_2 \geq 1.5 \cdot d_0 = 1.5 \cdot 13 = 19.5 \text{ mm} \quad p_2 \geq 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 13 = 39 \text{ mm}$$

Distancia máxima al borde

$$e_1 \leq 40 + 4 * t = 40 + 4 * 10 = 80 \text{ mm} \quad e_2 \leq 12 * t \text{ ó } 150 = 12 * 10 = 120 \text{ mm}$$

Distancia máxima entre tornillos

$$p_1 \leq 14 * t = 14 * 10 = 140 \text{ mm} \quad p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Comprobación

Tornillos

Dado que solo existen esfuerzos cortantes se debe satisfacer:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1$$

$$F_{v,Rd} = n * 0.5 * f_{ub} * \frac{A}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = 1 * 0.5 * 800 * \frac{84.3}{1.25} = 27 \text{ KN}$$

Dado que existen 2 tornillos, el efecto se distribuye para los 2, por lo tanto, los efectos calculo para cada tornillo son.

$$F_{v,Ed} = 11.75 \text{ KN}$$

Entonces,

$$\frac{11.75}{27} = 0.43 < 1 \text{ OK}$$

Chapa y perfil

Aplastamiento

$$\text{Se debe satisfacer: } F_{b,Rd} = 2.5 * \alpha * f_u * d * \frac{t_{w,IPE}}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Donde } \alpha \text{ es el menor de: } \frac{e_1}{3 * d_0} = 0.7 \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = 1.95 \quad 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 * 0.7 * 410 * 12 * \frac{7.1}{1.25} = 49 \text{ KN}$$

El valor de cálculo para esta comprobación es la resultante de los 2 efectos.

$$F_{v,Ed} = 11.75 \text{ KN}$$

$$\frac{11.75}{49} = 0.24 < 1 \text{ OK}$$

Resistencia de la chapa

Resistencia de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = A * f_{yd} = 84 * 10 * 261.9 = 220 \text{ KN}$$

Resistencia ultima de la sección neta

$$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_{ub} = 0.9 * 580 * 328 = 171 \text{ KN}$$

OK

Resistencia al desgarro del alma

El menor espesor es el del alma del perfil, el cálculo se realiza sobre este elemento. Aunque el cálculo se haga sobre el perfil se considera que la parte del alma que trabaja en altura y largo es la misma que la placa.

La resistencia será la menor de:

$$F_{v,Rd}^1 = f_{yd} * \frac{A}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^2 = \frac{f_{ub} * A_{neta}}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^3 = f_{yd} * \frac{A_{eff}}{\sqrt{3}}$$

$$A = t * (L_1 + L_V + L_3) = 596 \text{ mm}^2 \quad A_{neta} = A - t * n * d_{0,1} = 412 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = t * (L_1 + L_V + L_2) \quad L_2 = (a_2 - k * d_{02}) * \left(\frac{f_u}{f_y} \right)$$

$$L_2 = (25 - 0.5 * 13) * \left(\frac{410}{275} \right) = 27.5 \text{ mm} \quad A_{eff} = 7.1 * (21.5 + 39 + 27.5) = 625 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd}^1 = 261.9 * \frac{596}{\sqrt{3}} = 90 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd}^2 = \frac{328 * 412}{\sqrt{3}} = 78 \text{ KN} = F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd}^3 = 261.9 * \frac{625}{\sqrt{3}} = 94 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = 23.5 \text{ KN}$$

OK

Esta placa esta soldada al dintel (IPE160), se procede a su cálculo resistente de la soldadura.

Valores de cálculo sobre la soldadura

$$V_{Ed} = 20.5 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 20.5 * 0.035 = 0.72 \text{ KNm}$$

$$N_{Ed} = 11.5 \text{ KN}$$

- Espesor nominal de la soldadura por la placa (a) = $0.7 * 10 = 7 \text{ mm}$.
- Espesor nominal de soldadura por el ala de perfil (IPE160) = $0.7 * 7.4 = 5.18 \text{ mm}$
- Espesor mínimo de la soldadura permitido 3 mm.

Se considera soldadura por los 2 lados.

Se suelda solo 82 mm de longitud dado que la base del IPE160 es 82 mm.

$$A_{sold} = 82 * 7 * 2 = 1148 \text{ mm}^2 \quad I_{sold}^{paralela} = \frac{2}{12} * 7 * 82^3 = 0.64_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W * \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 * 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{11500}{1148} + \frac{720000}{14634} = 10 + 49 = 59 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{20500}{1148} = 18 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{59}{\sqrt{2}} = 41.8 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{II} = t_{II} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{41.8^2 + 3 * (41.8^2 + 18^2)} = 89 < 385.8$$

OK

Con el espesor mínimo de 3 mm

$$A_{sold} = 82 * 3 * 2 = 492 \text{ mm}^2 \quad I_{sold} = \frac{2}{12} * 3 * 82^3 = 0.275_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{11500}{492} + \frac{720.000}{6724} = 23.3 + 107 = 130.3 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{20500}{492} = 41.6 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{130.3}{\sqrt{2}} = 92 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 41.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{92^2 + 3 * (92^2 + 41.6^2)} = 189 < 385.8$$

OK

El rango del espesor de la soldadura es 3 a 7 mm

UNIÓN PILAR HASTIAL (#3) + DINTEL HASTIAL

Valores de cálculo

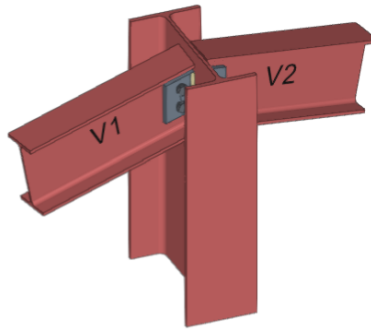
$$V_{Ed}^1 = 22.3 \text{ KN} \text{ (debido a los efectos transmitidos por el viento longitudinal)}$$

Este efecto es el generado debido al viento en dirección longitudinal en la parte superior del perfil, aunque existen 2 dinteles para distribuir estos efectos, el cálculo se realizar como si fuese para uno solo.

$$M_{Ed} = 0 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed}^2 = 11.6 \text{ KN} \text{ (debido a los efectos transmitidos por la cubierta)}$$

Disposición geométrica y análisis



Conexión exterior

IPE300 + DOBLE IPE160

para que sea articulada como mucho la placa de unión soldada al pilar exterior debe tener una altura $2/3 \cdot d$ ($d_{\text{IPE160}} = 127 \text{ mm}$), entonces, la altura de la placa será en primera instancia 84 mm.

- El espesor de la placa (t) = 10 mm.
- Tornillo M12 alta resistencia 8.8.
- \varnothing agujero = 13 mm.

Disposiciones constructivas

Distancia mínima en dirección normal

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 13 = 15.6 \text{ mm} \quad p_1 \geq 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 13 = 28.6 \text{ mm}$$

Distancia mínima en dirección tangencial

$$e_2 \geq 1.5 \cdot d_0 = 1.5 \cdot 13 = 19.5 \text{ mm} \quad p_2 \geq 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 13 = 39 \text{ mm}$$

Distancia máxima al borde

$$e_1 \leq 40 + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 10 = 80 \text{ mm} \quad e_2 \leq 12 \cdot t \text{ ó } 150 = 12 \cdot 10 = 120 \text{ mm}$$

Distancia máxima entre tornillos

$$p_1 \leq 14 \cdot t = 14 \cdot 10 = 140 \text{ mm} \quad p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Comprobación

Tornillos

Combinación de esfuerzos de tracción y cortante:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot 0.5 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = 1 \cdot 0.5 \cdot 800 \cdot \frac{113}{1.25} = 36 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0.9 \cdot 84.3 \cdot 640 = 48.5 \text{ KN}$$

$$\frac{11.6}{2 \cdot 36} + \frac{22.3}{2 \cdot 48.5} = 0.28 < 1 \text{ OK}$$

Chapa y perfil

Aplastamiento

Efecto de cortante

Se debe satisfacer: $F_{b,Rd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t_{w, IPE}}{\gamma_{M2}}$

Donde α es el menor de: $\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 0.897$ $\frac{f_{ub}}{f_u} = 1.95$ 1

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 0.7 \cdot 410 \cdot 12 \cdot \frac{5}{1.25} = 34.4 \text{ KN}$$

$$F_{R,Ed} = 5.8 \text{ KN OK}$$

Efecto normal al tornillo

$$F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot f_{ub} \cdot t_p = 0.6 \cdot \pi \cdot 20.45 \cdot 328 \cdot 5 = 63 \text{ KN OK}$$

Resistencia de la chapa

Resistencia de la sección bruta

$$N_{pIRd} = A \cdot f_{yd} = 84 \cdot 10 \cdot 261.9 = 220 \text{ KN}$$

Resistencia ultima de la sección neta

$$N_{uRd} = 0.9 * A_{net} * f_{ub} = 0.9 * 580 * 328 = 171 \text{ KN OK}$$

Resistencia al desgarro del alma

Dado que el menor espesor es el del alma del perfil, el cálculo se realiza sobre este elemento. Aunque el cálculo se haga sobre el perfil se considera que la parte del alma que trabaja en altura y largo es la misma que la placa.

La resistencia será la menor de:

$$F_{v,Rd}^1 = f_{yd} * \frac{A}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^2 = \frac{f_{ub} * A_{neta}}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^3 = f_{yd} * \frac{A_{eff}}{\sqrt{3}}$$

$$A = t * (L_1 + L_V + L_3) = 420 \text{ mm}^2 \quad A_{neta} = A - t * n * d_{0,1} = 290 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = t * (L_1 + L_V + L_2) \quad L_2 = (a_2 - k * d_{02}) * \left(\frac{f_u}{f_y} \right)$$

$$L_2 = (25 - 0.5 * 13) * \left(\frac{410}{275} \right) = 27.5 \text{ mm} \quad A_{eff} = 5 * (22.5 + 39 + 27.5) = 445 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd}^1 = 261.9 * \frac{420}{\sqrt{3}} = 63.5 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd}^2 = \frac{328 * 290}{\sqrt{3}} = 55 \text{ KN} = F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd}^3 = 261.9 * \frac{445}{\sqrt{3}} = 67 \text{ KN}$$

$$F_{R,Ed} = 11.6 \text{ KN OK}$$

Esta placa esta soldada al alma del pilar hastial (IPE300), se procede a su cálculo.

Valores de cálculo sobre la soldadura

$$V_{Ed}^1 = 11.6 \text{ KN (paralelo a la soldadura)}$$

$$M_{Ed}^1 = 11.6 * 0.035 = 0.4 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed}^2 = 22.3 \text{ KN (perpendicular a la soldadura)}$$

$$M_{Ed}^2 = 22.3 * 0.035 = 0.78 \text{ KNm}$$

- Espesor nominal de la soldadura por la placa (a) = $0.7 * 10 = 7 \text{ mm}$
- Espesor nominal de la soldadura por el alma del perfil (IPE300) = 4.97 mm

- Espesor mínimo de la soldadura permitido 3 mm

Se considera soldadura por los 2 lados.

$$A_{sold} = 84 * 7 * 2 = 1176 \text{ mm}^2 \quad I_{sold}^{paralela} = \frac{2}{12} * 7 * 84^3 = 0.69_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sold}^{perpendicular} = \frac{2}{12} * 84 * 7^3 + 84 * 7 * 8.5^2 = (0.0048 + 0.042)_x 10^6 = 0.047_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W * \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 * 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

$$n_{\perp} = \frac{M_{Ed}^1}{W_{sold}^{paralela}} + \frac{M_{Ed}^2}{W_{sold}^{perpendicular}} = \frac{400000}{16428} + \frac{780000}{3916} = 24.35 + 200 = 224.35 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{11600}{1176} = 9.9 \text{ Mpa} \quad t_{\perp} = \frac{22300}{1176} = 19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{n_{\perp} + t_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{224.35 + 19}{\sqrt{2}} = 172 \text{ Mpa} \quad \tau_{\perp} = \frac{(-n_{\perp} + t_{\perp})}{\sqrt{2}} = \frac{-224.35 + 19}{\sqrt{2}} = -145.2 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{II} = t_{II} = 9.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{172^2 + 3 * (145.2^2 + 9.9^2)} = 305 < 385.8 \text{ OK}$$

Apurando cargas

Como se mencionó la carga generada por el viento longitudinal se reparte en 2 dinteles dado que este el punto de cumbrera. Entonces, las tensiones provocadas por este efecto son la mitad.

$$n_{\perp} = \frac{M_{Ed}^1}{W_{sold}^{paralela}} + \frac{M_{Ed}^2}{W_{sold}^{perpendicular}} = \frac{400000}{16428} + \frac{390000}{3916} = 24.35 + 100 = 124.35 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{11600}{1176} = 9.9 \text{ Mpa} \quad t_{\perp} = \frac{11150}{1176} = 9.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{n_{\perp} + t_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{124.35 + 9.5}{\sqrt{2}} = 95 \text{ Mpa} \quad \tau_{\perp} = \frac{(-n_{\perp} + t_{\perp})}{\sqrt{2}} = \frac{-124.35 + 9.5}{\sqrt{2}} = -81 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{II} = t_{II} = 9.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{95^2 + 3 * (81^2 + 9.9^2)} = 170.3 < 385.8 \text{ OK}$$

Espesor de la soldadura mínimo 5 mm por cálculos.

$$A_{sold} = 84 * 5 * 2 = 840 \text{ mm}^2 \quad I_{sold}^{paralela} = \frac{2}{12} * 5 * 84^3 = 0.5_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sold}^{perpendicular} = \frac{2}{12} * 84 * 5^3 + 84 * 5 * 7.5^2 = (0.001 + 0.024)_x 10^6 = 0.025_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$n_{\perp} = \frac{M_{Ed}^1}{W_{sola}^{paralela}} + \frac{M_{Ed}^2}{W_{sola}^{perpendicular}} = \frac{400000}{11904} + \frac{390000}{2500} = 33.6 + 156 = 189.6 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{11600}{840} = 13.8 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = \frac{11150}{840} = 13.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{n_{\perp} + t_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{189.6 + 13.3}{\sqrt{2}} = 143.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{(-n_{\perp} + t_{\perp})}{\sqrt{2}} = \frac{-189.6 + 13.3}{\sqrt{2}} = -125 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{II} = t_{II} = 13.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{143.5^2 + 3 * (125^2 + 13.8^2)} = 260 < 385.8 \text{ OK}$$

El espesor de las soldaduras de las placas idénticas a estas será de 5 a 7 mm.

6.2 UNIONES DE LOS DINTELES

UNIÓN DE CORTE DEL DINTEL PRINCIPAL (IPE300)

Valores de cálculo

$$V_{Ed}^{-} = 44 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^{-} = 85 \text{ KN}$$

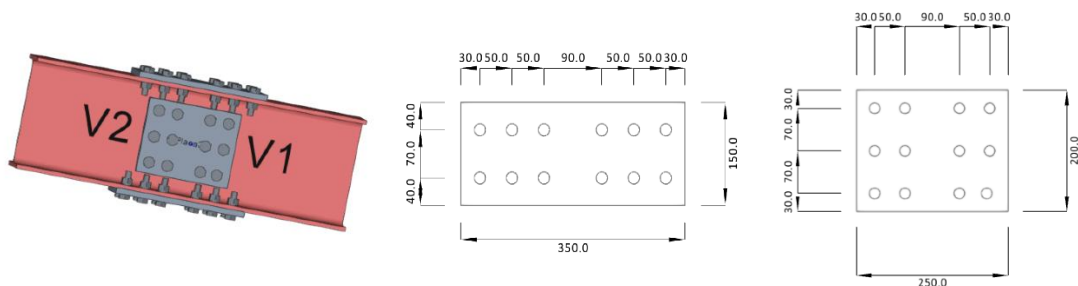
$$N_{Ed}^{-} = 78 \text{ KN}$$

$$V_{Ed}^{+} = 25 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}^{+} = 52 \text{ KN}$$

$$N_{Ed}^{+} = 58 \text{ KN}$$

Disposición geométrica y análisis



IPE300 + IPE300

PLACAS DE LAS ALAS

PLACAS DEL ALMA

- El espesor de las placas (t_s) = 10 mm
- Tornillo M16 alta resistencia 8.8
- \varnothing agujero = 18 mm

Disposiciones constructivas

Distancia mínima en dirección normal

$$e_1 \geq 1.2 * d_0 = 1.2 * 18 = 21.6 \text{ mm} \quad p_1 \geq 2.2 * d_0 = 2.2 * 18 = 39.6 \text{ mm}$$

Distancia mínima en dirección tangencial

$$e_2 \geq 1.5 * d_0 = 1.5 * 18 = 27 \text{ mm} \quad p_2 \geq 3 * d_0 = 3 * 18 = 54 \text{ mm}$$

Distancia máxima al borde

$$e_1 \leq 40 + 4 * t = 40 + 4 * 10 = 80 \text{ mm} \quad e_2 \leq 12 * t \text{ ó } 150 = 12 * 10 = 120 \text{ mm}$$

Distancia máxima entre tornillos

$$p_1 \leq 14 * t = 14 * 10 = 140 \text{ mm} \quad p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Efectos

$$A_{\text{alas}} = 2 * t_f * b_{IPE300} = 2 * 10.7 * 150 = 3210 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{ala}} = 2 * t_f * b_{IPE} * \left[\frac{h_{IPE} - t_f}{2} \right]^2 = 2 * 10.7 * 150 * [144.65]^2 = 67.16 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\frac{A_{\text{alas}}}{A_{IPE}} = \frac{3210}{5381} = 0.6$$

$$\frac{I_{\text{alas}}}{I_{IPE}} = \frac{67.16}{83.6} = 0.8$$

$$N_{\text{alas}} = 0.6 * N_{Ed} = 0.6 * 78 = 46.8 \text{ KN}$$

$$M_{\text{alas}} = 0.8 * M_{Ed} = 0.8 * 85 = 68 \text{ KNm}$$

$$N_{\text{alma}} = N_{Ed} - N_{\text{alas}} = 78 - 46.8 = 31.2 \text{ KN}$$

$$M_{\text{alma}} = M_{Ed} - M_{\text{alas}} = 85 - 68 = 17 \text{ KNm}$$

Comprobación

Cubrejuntas de las alas

Efectos en las alas

$$N_{f,Ed} = 0.6 * N_{Ed} = 0.6 * 78 = 46.8 \text{ KN}$$

$$M_{f,Ed} = 0.8 * M_{Ed} = 0.8 * 85 = 68 \text{ KN}$$

$$F_{V,Ed}^{f1} = 46.8 + \frac{68}{0.3} = 273.5 \text{ KN}$$

$$F_{V,Ed}^{f2} = -46.8 + \frac{68}{0.3} = 180 \text{ KN}$$

Por simetría en la unión se calcula el lado del ala con mayor carga.

Tornillos

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$F_{V,Rd} = m * n * 0.5 * f_u * \frac{A}{Y_{M2}} = 6 * 1 * 0.5 * 640 * 201 = 386 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$\frac{273.5}{386} = 0.7 < 1 \quad \text{OK}$$

Chapa y perfil

Aplastamiento

Se debe satisfacer: $F_{b,Rd} = 2.5 * \alpha * f_{ub} * d * \frac{t_s}{Y_{M2}}$

Donde α es el menor de: $\frac{e_1}{3*d_0} = 0.83$ $\frac{p_1}{3*d_0} - 0.25 = 0.676$ $\frac{f_{ub}}{f_u} = 1.95$ 1

$$F_{b,Rd} = 6 * 2.5 * 0.676 * 410 * 16 * \frac{10}{1.25} = 532 \text{ KN}$$

$$F_{R,Ed} = 45.6 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Resistencia de la chapa

Resistencia de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = A * f_{yd} = 150 * 10 * 261.9 = 392 \text{ KN}$$

Resistencia ultima de la sección neta

$$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_{ub} = 0.9 * (1500 - 2 * 18 * 10) * 328 = 374 \text{ KN}$$

OK

Cubrejuntas del alma

Efectos en el alma

$$N_{w,Ed} = 31.2 \text{ KN} \quad V_{w,Ed} = 44 \text{ KN} \quad M_{w,Ed} = 17 \text{ KNm}$$

Tornillos

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$N_{w,Ed}^1 = \frac{31.2}{6} = 5.2 \text{ KN}$$

$$V_{w,Ed}^1 = 7.3 \text{ KN}$$

$$M_{t,Ed,cdg} = 17 + 44 * (0.095) = 21.18 \text{ KNm}$$

$$r_m = \sqrt{25^2 + 70^2} = 74.33 \text{ mm} \quad R_m = 21.18 * \frac{74.33}{4 * 74.33^2 + 2 * 25^2} * 10^3 = 67.5 \text{ KN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{25}{70} = 19.65^\circ \quad R_{mx} = 67.5 * \cos(19.65) = 63.57 \text{ KN}$$

$$R_{my} = 67.5 * \sin(19.65) = 22.7 \text{ KN}$$

$$R_{w,x} = 63.57 + 5.2 = 68.77 \text{ KN} \quad R_{w,y} = 22.7 + 7.3 = 30 \text{ KN}$$

$$F_{V,w,Ed} = \sqrt{68.77^2 + 30^2} = 75 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = n * 0.5 * f_u * \frac{A}{\gamma_{M2}} = 2 * 0.5 * 640 * 201 = 128 \text{ KN} \quad \text{existen 2 planos de cortadura.}$$

$$\alpha = \frac{75}{128} = 0.58 \text{ OK}$$

Chapa y perfil

Aplastamiento

$$\text{Se debe satisfacer: } F_{b,Rd} = m * 2.5 * \alpha * f_{ub} * d * \frac{t_w}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Donde } \alpha \text{ es el menor de: } \frac{e_1}{3 * d_0} = 0.83 \quad \frac{p_1}{3 * d_0} - 0.25 = 0.676 \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = 1.95 \quad 1$$

$$F_{b,Rd} = 6 * 2.5 * 0.676 * 410 * 16 * \frac{7.1}{1.25} = 377 \text{ KN}$$

$$F_{R,Ed} = 54 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Resistencia de la chapa

Resistencia de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = A * f_{yd} = 2 * 200 * 10 * 261.9 = 1047 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd} = 2 * W * f_{yd} = \frac{4I}{h_{placa}} * f_{yd} = \frac{1}{3} * 10 * 200^2 * 261.9 = 35 \text{ KNm}$$

$$\alpha = \frac{17}{35} + \frac{31.2}{1047} = 0.485 + 0.04 = 0.52 \text{ OK}$$

Resistencia del perfil

Resistencia de la sección bruta

$$N_{pl,Rd} = A * f_{yd} = 249 * 7.1 * 261.9 = 463 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd} = W * f_{yd} = \frac{2I}{h_{placa}} * f_{yd} = \frac{1}{6} * 7.1 * 249^2 * 261.9 = 19.2 \text{ KNm}$$

$$\alpha = \frac{17}{19.2} + \frac{31.2}{463} = 0.95 \text{ OK}$$

Resistencia al desgarro de las placas

La resistencia será la menor de:

$$F_{v,Rd}^1 = f_{yd} * \frac{A}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^2 = \frac{f_{ub} * A_{neta}}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^3 = f_{yd} * \frac{A_{eff}}{\sqrt{3}}$$

$$A = 2 * t * (L_1 + L_V + L_3) = 4000 \text{ mm}^2 \quad A_{neta} = A - 2 * t * n * d_{0,1} = 2920 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = 2 * t * (L_1 + L_V + L_2) \quad L_2 = (a_2 - k * d_{02}) * \left(\frac{f_u}{f_y}\right)$$

$$L_2 = (95 - 2.5 * 18) * \left(\frac{410}{275}\right) = 74.5 \text{ mm} \quad A_{eff} = 2 * 10 * (40 + 70 + 74.5) = 3690 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd}^1 = 261.9 * \frac{4000}{\sqrt{3}} = 604 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd}^2 = \frac{328 * 2920}{\sqrt{3}} = 553 \text{ KN} = F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd}^3 = 261.9 * \frac{3690}{\sqrt{3}} = 598 \text{ KN}$$

$$F_{R,Ed} = 44 \text{ KN}$$

OK

Resistencia al desgarro del perfil (considerando dimensiones de la placa)

La resistencia será la menor de:

$$F_{v,Rd}^1 = f_{yd} * \frac{A}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^2 = \frac{f_{ub} * A_{neta}}{\sqrt{3}} \quad F_{v,Rd}^3 = f_{yd} * \frac{A_{eff}}{\sqrt{3}}$$

$$A = t_w * (L_1 + L_V + L_3) = 1420 \text{ mm}^2 \quad A_{neta} = A - t_w * n * d_{0,1} = 1036 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = t_w * (L_1 + L_V + L_2) \quad L_2 = (a_2 - k * d_{02}) * \left(\frac{f_u}{f_y} \right)$$

$$L_2 = (95 - 2.5 * 18) * \left(\frac{410}{275} \right) = 74.5 \text{ mm} \quad A_{eff} = 7.1 * (40 + 70 + 74.5) = 1309 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd}^1 = 261.9 * \frac{1420}{\sqrt{3}} = 214 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd}^2 = \frac{328 * 1036}{\sqrt{3}} = 196 \text{ KN} = F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd}^3 = 261.9 * \frac{1309}{\sqrt{3}} = 198 \text{ KN}$$

$$F_{R,Ed} = 44 \text{ KN}$$

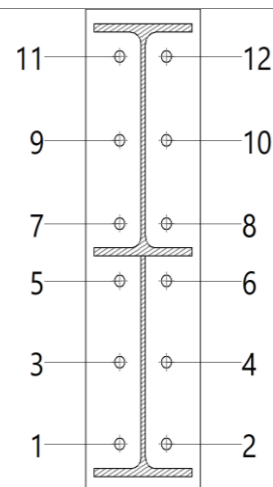
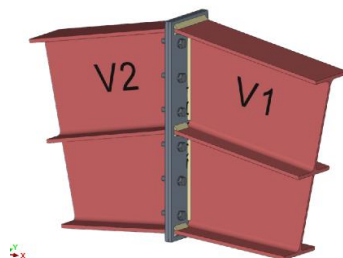
OK

UNIÓN DE CUMBRERA (IPE300 CON CARTELAS)

Valores de cálculo

$$V_{Ed} = 20 \text{ KN} \quad M_{Ed}^+ = 80 \text{ KN} \quad N_{Ed}^- = 67 \text{ KN}$$

Disposición geométrica y análisis



IPE300 + IPE 300 CON
CARTELAS IPE300

DETALLES DE LAS PLACAS

- Espesor de las placas 10
- Tornillo M16
- Calidad 8.8

Soldadura

Al ser el mismo perfil que el anterior cálculo para la unión soldada a los pilares, basta con verificar que los efectos son menores que los tomados en cuenta para dar por válida la misma soldadura utilizada.

Efectos sobre la soldadura de la unión Pilar + dintel principal

$$V_{Ed}^- = 67.3 \text{ KN} \quad M_{Ed}^- = 224 \text{ KNm} \quad N_{Ed}^- = 89 \text{ KN}$$

Dado que los efectos de la unión a cumbrera como se observan son menores, se utilizará la misma geometría de la soldadura.

Comprobaciones

Casquillo en T equivalente

Debe cumplirse:

$$F_{T,Ed} < F_{T,Rd}$$

$$67 \text{ kN} \leq 153 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{T,Ed}$: Fuerza de tracción solicitante

$$F_{T,Ed} : 65.58 \text{ kN}$$

$F_{T,Rd}$: Resistencia de cálculo de un ala del casquillo en T equivalente

$$F_{T,Rd} : 153.18 \text{ kN}$$

La carga de rotura será la menor de las obtenidas:

b) Por rotura a tracción de los tornillos.

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{T,3,Rd} : 180.86 \text{ kN}$$

c) Por rotura a tracción de los tornillos y formación simultánea de rótulas

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n}$$

$$F_{T,2,Rd} : 153.18 \text{ kN}$$

d) Por formación de dos rótulas plásticas en cada ala de la T

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$F_{T,1,Rd} : 199.12 \text{ kN}$$

La menor resistencia se ha obtenido en la fila: 1.

$$F_{TRd} = \min (F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{T,Rd} : 153.18 \text{ kN}$$

Donde:

$$M_{pl,1,Rd} : 1.39 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,2,Rd} : 1.66 \text{ kNm}$$

$F_{t,Rd}$: Sumatorio de las resistencias a tracción de los tornillos

$$F_{t,Rd} : 180.86 \text{ kN}$$

m : Distancia del eje del tornillo a la rótula o charnela

$$m : 28 \text{ mm}$$

n : Igual e_{min} pero $n \leq 1,25 \cdot m$

$$n : 35 \text{ mm}$$

$l_{eff,1}$: Suma de las longitudes eficaces para el modo

$$l_{eff,1} : 176 \text{ mm}$$

$l_{eff,2}$: Suma de las longitudes eficaces para el modo

$$l_{eff,2} : 209 \text{ mm}$$

t_r : Espesor de la chapa

$$t_r : 10.0 \text{ mm}$$

Ala

Compresión en perfil base

El valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión N_{Ed} deberá cumplir, para cualquier sección transversal:

$$155 \text{ kN} \leq 428 \text{ kN}$$

Donde:

N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axial.

$$N_{Ed} : 147.19 \text{ kN}$$

$N_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a compresión.

$$N_{c,Rd} : 428.68 \text{ kN}$$

Donde:

A : Área sometida a compresión

$$A : 1637 \text{ mm}^2$$

f'_y : Tensión de límite elástico reducida.

$$f'_y : 275.00 \text{ N/mm}^2$$

r : Factor de reducción

$$r : 0.000$$

Resistencia de las secciones a tracción

El valor de cálculo del esfuerzo axial de tracción N_{Ed} deberá cumplir, para cualquier sección transversal:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$50 \text{ kN} \leq 180 \text{ kN}$$

Donde:

N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axial.

$$N_{Ed} : 47.34 \text{ kN}$$

$N_{t,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a tracción.

$$N_{t,Rd} : 180.26 \text{ kN}$$

Donde:

A : Área sometida a tracción

$$A : 688.00 \text{ mm}^2$$

Momento resistente

$$85 \text{ kNm} \leq 183.80 \text{ kNm}$$

M_{Ed} : Momento solicitante

M_{Ed} : 79.84 kN·m

$M_{j,Rd}$: Momento que puede resistir la unión. Viene dado por:

$M_{j,Rd}$: 183.80 kN·m

Comprobaciones para los tornillos

Disposiciones constructivas (CTE DB SE-A, 8.5.1)

Los límites máximos y mínimos para las distancias entre ejes de agujeros o de éstos a los bordes de las piezas, son:

a) distancias mínimas:

i) en la dirección de la fuerza que se transmite:

- $e_1 \geq 1.2 d_0$ del eje del agujero al borde de la pieza.
- $p_1 \geq 2.2 d_0$ entre ejes de agujeros.

ii) en la dirección perpendicular a la fuerza que se transmite:

- $e_2 \geq 1.5 d_0$ del eje del agujero al borde de la pieza.
- $p_2 \geq 3.0 d_0$ entre ejes de agujeros.

siendo d_0 el diámetro del agujero.

b) distancias máximas:

i) al borde de la pieza:

- Para e_1 y e_2

ii) entre tornillos:

- en elementos a compresión será $p \leq 14 \cdot t$ ó 200 mm. siendo t el espesor en mm de la menor de las piezas que se unen.
- en elementos a tracción será $p \leq 28 \cdot t$ ó 400 mm.

Resistencia de las uniones atornilladas sin pretensar (CTE DB SE-A, 8.5.2)

2 La resistencia de cálculo a cortante por tornillo tendrá como valor el menor de la resistencia a cortante de las secciones del tornillo o a aplastamiento de la chapa de unión, sin que la resistencia total de la unión supere la resistencia a desgarro del alma:

a) Resistencia a cortante en la sección transversal del tornillo:

siendo

n : número de planos de corte.

f_{ub} : resistencia última del acero del tornillo.

A : área de la caña del tornillo A_d o el área resistente del tornillo A_s , según se encuentren los planos de cortadura en el vástago o en la parte roscada del tornillo respectivamente.

b) Resistencia a aplastamiento de la chapa que se une:

siendo

d: diámetro del vástago del tornillo.

t: menor espesor de las chapas que se unen.

f_u: resistencia última del acero de las chapas que se unen.

a: es el menor de:

Donde:

e₁: distancia del eje del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite.

p₁: separación entre ejes de agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite.

d₀: diámetro del agujero.

3 Resistencia a tracción. La resistencia de cálculo a tracción $F_{t,Rd}$, por tornillo, será la menor de:

a) La resistencia a tracción del tornillo:

siendo

A_s: área resistente a tracción del tornillo.

En tornillos de cabeza avellanada se admitirá como resistencia máxima el 70% de la expresada en (8.12).

b) La resistencia de cálculo a punzonamiento de la cabeza del tornillo o la tuerca, $F_{p,Rd}$, dada por:

siendo

t_p: espesor de la placa que se encuentra bajo el tornillo o la tuerca.

d_m: menor valor de la distancia media entre vértices y caras de la cabeza del tornillo o la tuerca.

4 Solicitación combinada. Cuando un tornillo esté solicitado simultáneamente a tracción y a esfuerzo cortante, además de cumplir separadamente las condiciones para cortadura y tracción, debe verificar la condición de interacción siguiente:

siendo

F_{v,Ed}: esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo.

F_{t,Ed}: esfuerzo axial de cálculo por tornillo al que en su caso se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca.

F_{v,Rd}: resistencia de cálculo frente a la cortadura del vástago.

$F_{t,Rd}$: resistencia de cálculo en tracción.

Disposición							
Tornillo	Denominación	d_0 (mm)	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	m (mm)
1, 2, 3, 4	ISO 4017-M16x50-8.8	18.0	--	52	107	71	32.0
5, 6, 7, 8					76		
9, 10, 11, 12					110		

Tornillo	Cortante				Aprov. Máx. (%)	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	%
	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación			
1	Sección transversal	4.4	50	8.79	Vástago	39	90	42.8
	Aplastamiento		144	3.06	Punzonamiento		172	2
2	Sección transversal	4.4	50	8.79	Vástago	39	90	42.8
	Aplastamiento		144	3.06	Punzonamiento		172	2
3	Sección transversal	2.5	50	4.79	Vástago	36	90	39.5
	Aplastamiento		144	1.67	Punzonamiento		172	2
4	Sección transversal	2.5	50	4.79	Vástago	36	90	39.5
	Aplastamiento		144	1.67	Punzonamiento		172	2
5	Sección transversal	1.36	50	2.71	Vástago	23.5	90	25.9
	Aplastamiento		144	0.94	Punzonamiento		172	0
6	Sección transversal	1.36	50	2.71	Vástago	23.5	90	25.9
	Aplastamiento		144	0.94	Punzonamiento		172	0
7	Sección transversal	2.2	50	4.23	Vástago	14.5	90	15.8
	Aplastamiento		144	1.47	Punzonamiento		172	9
8	Sección transversal	2.2	50	4.23	Vástago	14.5	90	15.8
	Aplastamiento		144	1.47	Punzonamiento		172	9
9	Sección transversal	3.3	50	6.38	Vástago	21	90	23.2
	Aplastamiento		144	2.22	Punzonamiento		172	8
10	Sección transversal	3.3	50	6.38	Vástago	21	90	23.2
	Aplastamiento		144	2.22	Punzonamiento		172	8
11	Sección transversal	7.2	50	14.24	Vástago	23	90	25.4
	Aplastamiento		144	4.96	Punzonamiento		172	9
12	Sección transversal	7.2	50	14.24	Vástago	23	90	25.4
	Aplastamiento		144	4.96	Punzonamiento		172	9

UNIÓN MONTANTE (#90.5) + DINTEL HASTIAL (IPE160)

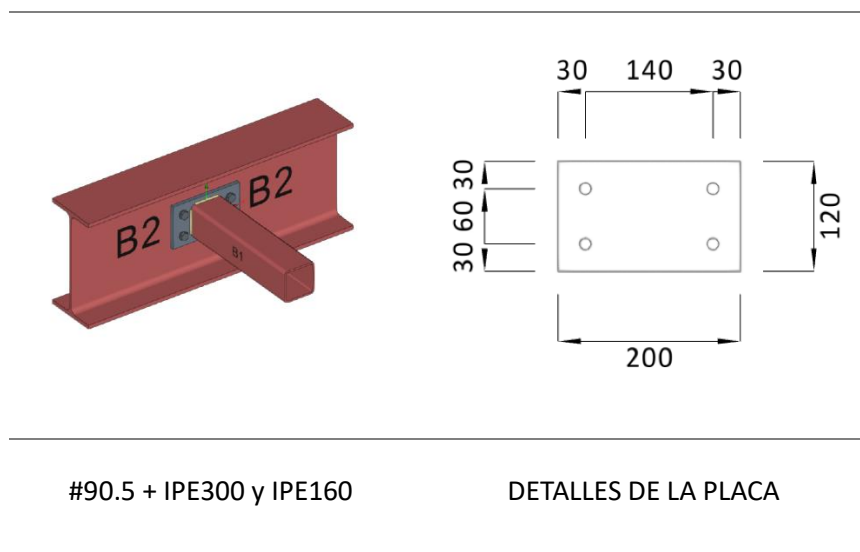
Valores de cálculo

$$N_{Ed}^- = 30 \text{ KN}$$

$$N_{Ed}^+ = 19 \text{ K}$$

N

Disposición geométrica y análisis



- Calidad 8.8

Disposiciones constructivas (como si hubiera efectos en el plano paralelo a la placa)

Distancia mínima en dirección normal

$$e_1 \geq 1.2 * d_0 = 1.2 * 13 = 15.6 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2 * d_0 = 2.2 * 13 = 28.6 \text{ mm}$$

Distancia mínima en dirección tangencial

$$e_2 \geq 1.5 * d_0 = 1.5 * 13 = 19.5 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3 * d_0 = 3 * 13 = 39 \text{ mm}$$

Distancia máxima al borde

$$e_1 \leq 40 + 4 * t = 40 + 4 * 10 \leq 80 \text{ mm} \quad e_2 \leq 12 * t \text{ ó } 150 = 12 * 10 = 120 \text{ mm}$$

Distancia máxima entre tornillos

$$p_1 \leq 14 * t = 14 * 10 = 140 \text{ mm} \quad p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

Comprobación

$$A_{sold} = u_{\#90.5}^{perimetro} * e_{soldadura}^{nominal} = 343 * 3 = 1029 \text{ mm}^2$$

$$e_{soldadura}^{nominal} = 0.7 * e_{minimo}^{espesor} = 0.7 * 5 = 3.5 \text{ mm}$$

Se utiliza el mínimo espesor permitido para realizar la soldadura, $e = 3 \text{ mm}$.

$$A_{soldada}^{placa} = 120 * 200 = 24000 \text{ mm}^2$$

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} = \frac{30000}{1029} = 29.15 \text{ Mpa} \quad t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{29.15}{\sqrt{2}} = 20.61 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 20.61^2} = 41.23 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Aplastamiento del alma del perfil

$$f_{yd} = 261.9 \text{ Mpa} \quad \sigma_{ALma} = \frac{30000}{24000} = 1.25 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

Aplastamiento de la chapa

$$f_{yd} = 261.9 \text{ Mpa} \quad \sigma_{ALma} = \frac{30000}{1610} = 18.63 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

Punzonamiento

$$F_{t,Ed} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ KN}$$

$$F_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0.6 * \pi * 20.45 * 5 * 640 = 123 \text{ KN}$$

OK

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Ed} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 * A_s * f_{ub} = 0.9 * 84.3 * 640 = 48.5 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Efecto palanca

$$F_{Ed} = 19 \text{ KN}$$

Modos rotura

$$l_{ef,a} = \frac{p}{2} + p' = \frac{60}{2} + 30 = 60 \text{ m} \quad m$$

$$l_{ef,a} = \frac{p}{2} + 2 * m + 0.625 * e = \frac{60}{2} + 2 * 20.2 + 0.625 * 25.25 = 86.2$$

$$m = \frac{w-t_w}{2} - 0.8 * a * \sqrt{2} = \frac{140-90}{2} - 0.8 * 4.2 * \sqrt{2} = 20.2$$

$$e = 1.25 * m = 25.25 \text{ mm}$$

$$l_{ef,a} = 4 * m + 1.25 * e = 4 * 20.2 + 1.25 * 25.25 = 112 \text{ mm}$$

$$l_{ef,a} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 20.2 = 127 \text{ mm}$$

- Por agotamiento del tornillo: **OK**
- Agotamiento del tornillo con plastificación de la cabeza:

$$F_{d,Rd} = \frac{2 * b_{ef} * M_p + s * \sum F_{t,Rd}}{m + s}$$

$$b_{ef} = 2 * 60 = 120 \text{ mm}$$

$$s = 1.25 * m = 1.25 * 20.2 = 25.25 \text{ mm}$$

$$M_p = t_f^2 * \frac{f_{yd}}{4} = 5^2 * \frac{261.9}{4} = 1.63 \text{ KN}$$

$$F_{d,Rd} = \frac{2 * 120 * 1.63 + 21.25 * 48.5 * 4}{20.2 + 25.25} = 99 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

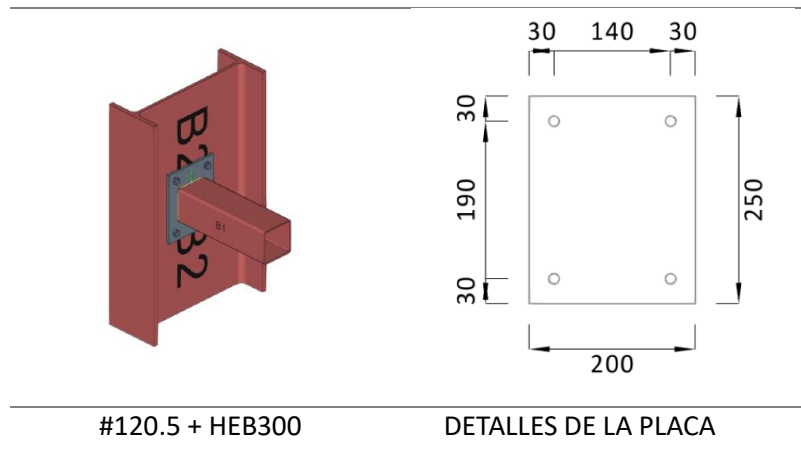
- Plastificación de la cabeza:

$$F_{dRd} = 4 * b_{ef} * \frac{M_p}{m} = 4 * 120 * \frac{1.63}{21.25} = 36.8 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

UNIÓN MONTANTE + PILAR (INTERMEDIO Y EXTERIOR)

$$V_{Ed} = 0 \text{ KN} \quad M_{Ed}^+ = 0 \text{ KN} \quad N_{Ed}^- = 158.3 \text{ KN} \quad N_{Ed}^+ = 156.15 \text{ KN}$$

Disposición geométrica y análisis



- Tornillo M12
- Calidad 8.8

Comprobación

$$A_{sold} = u_{\#90.5}^{perimetro} * e_{soldadura}^{nominal} = 343 * 3 = 1029 \text{ mm}^2$$

$$e_{soldadura}^{nominal} = 0.7 * e_{minimo}^{espesor} = 0.7 * 5 = 3.5 \text{ mm}$$

Se utiliza el mínimo espesor permitido para realizar la soldadura, $e = 3 \text{ mm}$.

$$A_{soldada}^{placa} = 250 * 200 = 50000 \text{ mm}^2$$

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} = \frac{158300}{1377} = 115 \text{ Mpa} \quad t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{115}{\sqrt{2}} = 81.3 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 81.3^2} = 162.6 < 385.8 \text{ Mpa}$$

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Ed} = \frac{158.3}{4} = 39.57 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 * A_s * f_{ub} = 0.9 * 84.3 * 640 = 48.5 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Punzonamiento

$$F_{Ed}^{1 \text{ tornillo}} = \frac{158.3}{4} = 39.57 \text{ KN}$$

$$F_{pRd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_{ub} = 0.6 * \pi * 20.45 * 5 * 640 = 123 \text{ KN}$$

OK

Aplastamiento del alma del perfil

$$f_{yd} = 261.9 \text{ Mpa} \quad \sigma_{ALma} = \frac{158300}{50000} = 3.2 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

Aplastamiento de la chapa

$$f_{yd} = 261.9 \text{ Mpa} \quad \sigma_{ALma} = \frac{158300}{2210} = 71.62 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

Efecto palanca

$$F_{Ed} = 156.15 \text{ KN} \quad F_{Ed,filas} = \frac{156.15}{2} = 78 \text{ KN}$$

Modos rotura

$$l_{ef,a} = \frac{p}{2} + p' = \frac{140}{2} + 30 = 100 \text{ mm}$$

$$l_{ef,a} = \frac{p}{2} + 2 * m + 0.625 * e = \frac{140}{2} + 2 * 30.2 + 0.625 * 30 = 149.15 \text{ mm}$$

$$m = \frac{w-t_w}{2} - 0.8 * a * \sqrt{2} = \frac{190-120}{2} - 0.8 * 4.2 * \sqrt{2} = 30.2 \text{ mm}$$

$$e = 30 \text{ mm}$$

$$l_{ef,a} = 4 * m + 1.25 * e = 4 * 30.2 + 1.25 * 30 = 158.3 \text{ mm}$$

$$l_{ef,a} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 30.2 = 189.7 \text{ mm}$$

- Por agotamiento del tornillo: OK
- Agotamiento del tornillo con plastificación de la cabeza:

$$F_{d,Rd} = \frac{2 * b_{ef} * M_P + s * \sum F_{t,Rd}}{m + s}$$

$$b_{ef} = 2 * 100 = 200 \text{ mm}$$

$$s = 30 \text{ mm}$$

$$M_p = t_f^2 * \frac{f_{yd}}{4} = 5^2 * \frac{261.9}{4} = 1.63 \text{ KN}$$

$$F_{d,Rd} = \frac{2*200*1.63+30*48.5*4}{30.2+30} = 107 \text{ KN OK}$$

- Plastificación de la cabeza:

$$F_{d,Rd} = 4 * b_{ef} * \frac{M_p}{m} = 4 * 200 * \frac{1.63}{30.2} = 43 \text{ KN NOK}$$

Aumentando el espesor a 10 mm

$$M_p = t_f^2 * \frac{f_{yd}}{4} = 10^2 * \frac{261.9}{4} = 6.5 \text{ KN}$$

$$F_{d,Rd} = 4 * b_{ef} * \frac{M_p}{m} = 4 * 200 * \frac{6.5}{30.2} = 172 \text{ KN OK}$$

Espesor final de la placa es 10 mm.

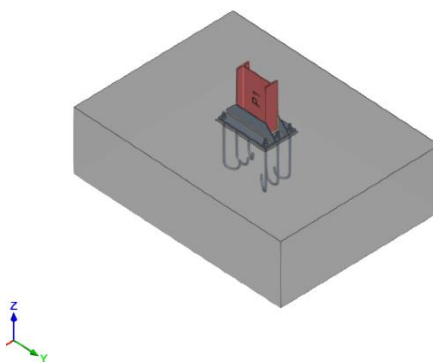
6.3 UNIONES DE LA BASE

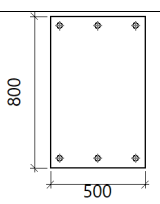
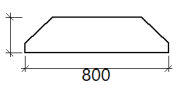
UNIÓN DE LA BASE DEL PILAR EXTERIOR

Valores de cálculo

- Puente grúa (1)
 $N_{Ed} = 427.7 \text{ KN}$ $M_{Ed} = 361.3 \text{ KNm}$ $V_{Ed} = 76.84 \text{ KN}$
- Viento (V0º)
 $N_{Ed} = 21.45 \text{ KN}$ $M_{Ed} = 371.25 \text{ KNm}$ $V_{Ed} = 62 \text{ KN}$
- Nieve(accumulada)
 $N_{Ed} = 342.72 \text{ KN}$ $M_{Ed} = 339.13 \text{ KN}$ $V_{Ed} = 74.6 \text{ KN}$

Disposición geométrica y análisis



Pieza	Geometría				Taladros	
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)
Placa base		500	800	25	6	32
Rigidizador		800	200	10	-	-

Referencia:

-Placa base: Ancho X: 500 mm Ancho Y: 800 mm Espesor: 25 mm

-Pernos: 8Ø32 mm L=70 cm Gancho a 180 grados

-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada

-Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(200x55x9.0)

Comprobación

Separación mínima entre pernos:

3 diámetros

Valores

Mínimo: 96 mm

Estado

OK

Calculado: 200 mm

Separación mínima pernos-perfil:

1.5 diámetros

Mínimo: 48 mm

OK

Calculado: 92 mm

Separación mínima pernos-borde:

1.5 diámetros

Mínimo: 48 mm

OK

Calculado: 50 mm

Esbeltez de rigidizadores:

- Paralelos a Y:

Máximo: 50

OK

Calculado: 48.1

Longitud mínima del perno:

Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.

Mínimo: 32 cm

OK

Calculado: 70 cm

Anclaje perno en hormigón:

- Tracción:

Máximo: 248.91 kN

OK

Calculado: 216.71 kN

- Cortante:

Máximo: 174.24 kN

OK

Calculado: 16.1 kN

- Tracción + Cortante:

Máximo: 248.91 kN

OK

Calculado: 239.71 kN

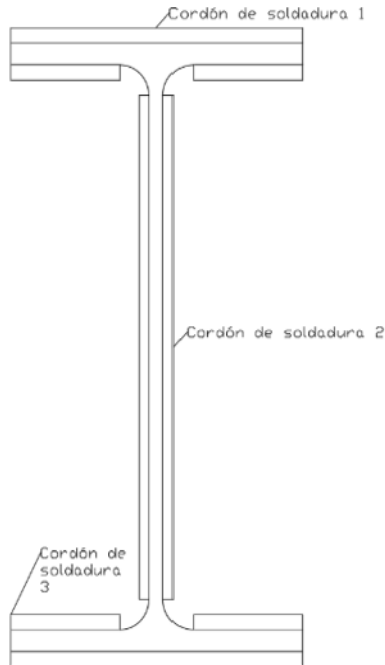
Tracción en vástago de pernos:

Máximo: 204.55 kN

OK

	Calculado: 200.39 kN	
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 380.952 MPa	OK
	Calculado: 250.928 MPa	
Aplastamiento perno en placa:	Máximo: 502.86 kN	OK
Límite del cortante en un perno actuando contra la placa	Calculado: 14.88 kN	
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 261.905 MPa	
- Derecha:	Calculado: 80.1351 MPa	OK
- Izquierda:	Calculado: 80.1351 MPa	OK
- Arriba:	Calculado: 234.037 MPa	OK
- Abajo:	Calculado: 195.6 MPa	OK
Flecha global equivalente:	Mínimo: 250	
Limitación de la deformabilidad de los vuelos		
- Derecha:	Calculado: 1318.76	OK
- Izquierda:	Calculado: 1318.76	OK
- Arriba:	Calculado: 4522.92	OK
- Abajo:	Calculado: 6798.89	OK
Tensión de Von Mises local:	Máximo: 261.905 MPa	OK
Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo	Calculado: 186.867 MPa	
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.235		
- Punto de tensión local máxima: (-0.1, 0.25)		

Comprobación de la soldadura



Espesor de la soldadura de las alas (e_f) = 11.2 mm

Espesor de la soldadura del alma (e_w) = 7.2 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 1 (L_{c1}) = 200 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 2 (L_{c2}) = 426 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 3 (L_{c3}) = 68.8 mm

Área del cordón de soldadura tipo 1

$$A_{c1} = 2 * e_f * L_{c1} = 4480 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 2

$$A_{c2} = 2 * e_w * L_{c2} = 6134.4 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 3

$$A_{c3} = 4 * e_f * L_{c3} = 3082.24 \text{ mm}^2$$

El centro de gravedad de la soldadura es la mitad de la altura total, por simetría.

$$Z_{cdg}^{sold} = 261.2 \text{ mm}$$

Momento de inercia de la soldadura

$$I_0^{sold}: \text{momento de inercia base} = \frac{2}{12} * e_w * L_{c2}^3 = 92.77 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$Z_{cdg,CSi}^j$: distancia del C.D.G de la soldadura al C.D.G tipo de cordón i y punto j

$$Z_{cdg,CS1}^{sup} = Z_{cdg,CS1}^{inf} = 255.6 \text{ mm} \quad Z_{cdg,CS2} = 0 \text{ mm}$$

$$Z_{cdg,CS3}^{sup} = Z_{cdg,CS3}^{inf} = 228.4 \text{ mm} \quad I_{str} = 4480 * 255.6^2 + 3082.24 * 228.4^2$$

$$I_{str}: \text{momento de inercia por steiner} = (292.68 + 170.79) * 10^6 = 463.47 * 10^6$$

$$I_{sold}: \text{momento de inercia total de la soldadura} = I_0^{sold} + I_{str} = 556.24 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{CS1}^{sup,inf} = 2129.5 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{CS3}^{sup,inf} = 2382 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{CS2} = 2682 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Comprobaciones de la soldadura

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 \cdot 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

Cordones tipo 1

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{427700}{13696.4} + \frac{338.1 \cdot 10^6}{2129.5 \cdot 10^3} = 31.3 + 158.77 = 190 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{190}{\sqrt{2}} = 134.35 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 134.35^2} = 268.7 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 2

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{427700}{13696.4} + \frac{338.1 \cdot 10^6}{2682 \cdot 10^3} = 31.3 + 126 = 157.3 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{86410}{6134.4} = 14 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{157.3}{\sqrt{2}} = 111.2 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 111.2^2 + 3 \cdot 14^2} = 224 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 3

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{427700}{13696.4} + \frac{338.1 \cdot 10^6}{2382 \cdot 10^3} = 31.3 + 142 = 173.3 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{173.3}{\sqrt{2}} = 122.54 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 122.54^2} = 245 < 385.8 \text{ Mpa}$$

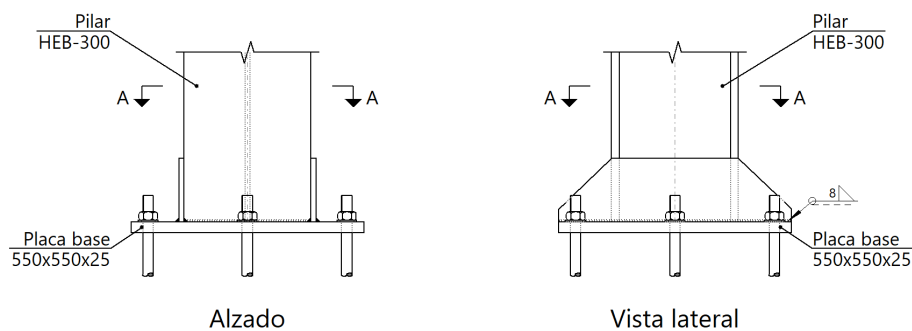
OK

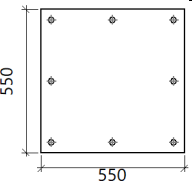
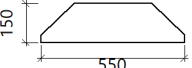
UNIÓN DE LA BASE DEL PILAR INTERMEDIO (HEB300)

Valores de cálculo

- Puesto grúa (4,5)
 $N_{Ed} = 826 \text{ KN}$ $M_{Ed} = 247.1 \text{ KNm}$ $V_{Ed} = -53.53 \text{ KN}$
- Viento (V0º)
 $N_{Ed} = -9.55 \text{ KN}$ $M_{Ed} = -220.8 \text{ KNm}$ $V_{Ed} = -46.26 \text{ KN}$
- Nieve(acumulada)
 $N_{Ed} = -664.2 \text{ KN}$ $M_{Ed} = 187.8 \text{ KN}$ $V_{Ed} = 40.2 \text{ KN}$

Disposición geométrica y análisis



Pieza	Geometría				Taladros	
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)
Placa base		550	550	25	8	25
Rigidizador		550	150	15	-	-

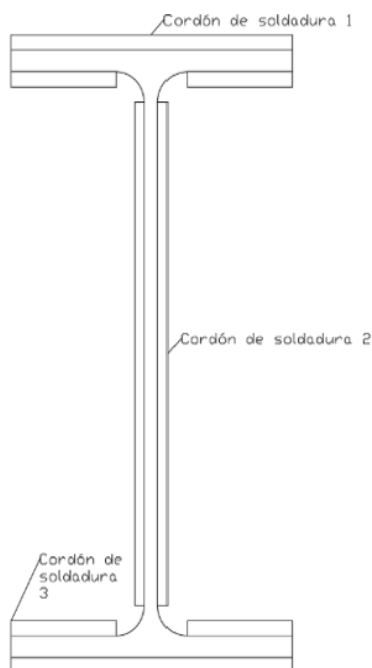
Referencia:

- Placa base: Ancho X: 550 mm Ancho Y: 550 mm Espesor: 25 mm
- Pernos: 8Ø25 mm L=50 cm Gancho a 180 grados
- Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada
- Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(150x30x12.0)

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 75 mm Calculado: 236 mm	Cumple
Separación mínima pernos-perfil: 1.5 diámetros	Mínimo: 37 mm Calculado: 74 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 diámetros	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 28.2	Cumple
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción:	Máximo: 138.9 kN Calculado: 119.26 kN	Cumple
- Cortante:	Máximo: 97.23 kN Calculado: 7.29 kN	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 138.9 kN Calculado: 129.67 kN	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 124.92 kN Calculado: 112.13 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 380.952 MPa Calculado: 229.016 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Límite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 327.38 kN Calculado: 6.84 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha:	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 201.586 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 201.586 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 210.851 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 249.828 MPa	Cumple
Flecha global equivalente:	Mínimo: 250	
Limitación de la deformabilidad de los vuelos		

- Derecha:	Calculado: 460.429	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 460.429	Cumple
- Arriba:	Calculado: 5085.77	Cumple
- Abajo:	Calculado: 4285.27	Cumple
Tensión de Von Mises local:	Máximo: 261.905 MPa	Cumple
Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo	Calculado: 199.871 MPa	
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.328		
- Punto de tensión local máxima: (0, 0.275)		

comprobación de la soldadura



Espesor de la soldadura de las alas (e_f) = 13.3 mm

Espesor de la soldadura del alma (e_w) = 7.7 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 1 (L_{c1}) = 300 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 2 (L_{c2}) = 208 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 3 (L_{c3}) = 113.5 mm

Área del cordón de soldadura tipo 1

$$A_{c1} = 2 * e_f * L_{c1} = 7980 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 2

$$A_{c2} = 2 * e_w * L_{c2} = 3203 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 3

$$A_{c3} = 4 * e_f * L_{c3} = 6038 \text{ mm}^2$$

El centro de gravedad de la soldadura es la mitad de la altura total, por simetría.

$$Z_{cdg}^{sold} = 163.3 \text{ mm}$$

Momento de inercia de la soldadura.

$$I_0^{sold} = \frac{2}{12} * e_w * L_{c2}^3 = 11.55 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_{cdg,CS1}^{sup} = Z_{cdg,CS1}^{inf} = 156.65 \text{ mm} \quad Z_{cdg,CS2} = 0 \text{ mm}$$

$$Z_{cdg,CS3}^{sup} = Z_{cdg,CS3}^{inf} = 117.7 \text{ mm} \quad I_{str} = 7980 * 156.65^2 + 6038 * 117.7^2$$

$$(195.82 + 83.64) * 10^6 = 279.46 * 10^6 \quad I_{sold} = I_0^{sold} + I_{str} = 291 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{CS1}^{sup,inf} = 1782 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{CS3}^{sup,inf} = 2221.3 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{CS2} = 2798 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Comprobaciones

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W * \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 * 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

Cordones tipo 1

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{826000}{17221} + \frac{248 * 10^6}{1782 * 10^3} = 48 + 139.17 = 187.17 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{187.17}{\sqrt{2}} = 125 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 187.17^2} = 374.3 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 2

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{826000}{17221} + \frac{248 * 10^6}{2798 * 10^3} = 48 + 88.63 = 136.63 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{53500}{3203} = 16.7 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{136.63}{\sqrt{2}} = 96.61 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 16.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 * 96.61^2 + 3 * 16.7^2} = 195.3 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 3

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{826000}{17221} + \frac{248 \cdot 10^6}{2221.3 \cdot 10^3} = 48 + 111.6 = 159.6 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{159.6}{\sqrt{2}} = 112.85 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 112.85^2} = 225.7 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

UNIÓN DE LA BASE DEL PILAR HASTIAL (IPE300)

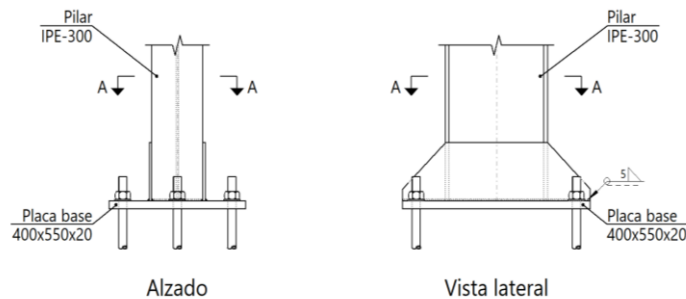
Valores de cálculo

- Viento (V0º b)

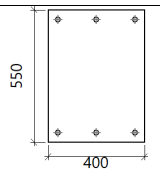
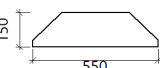
$$N_{Ed}^- = 34 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 59.25 \cdot 1.5 = 88.9 \text{ KNm}$$

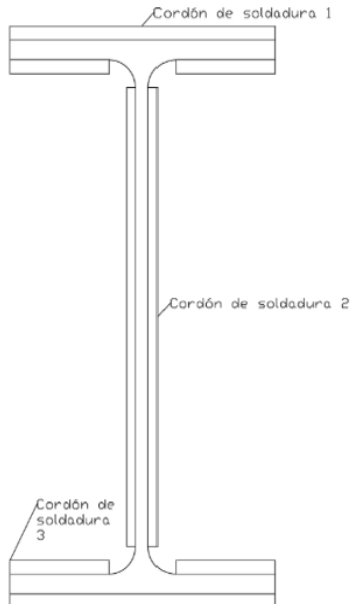
$$V_{Ed} = 37 \text{ KN}$$



Descripción de los componentes de la unión

Pieza	Geometría Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Taladros Cantidad	Diámetro (mm)
Placa base		400	550	20	6	25
Rigidizador		550	150	10	-	-

comprobación de la soldadura



Espesor de la soldadura de las alas (e_f) = 7.5 mm

Espesor de la soldadura del alma (e_w) = 5 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 1 (L_{c1}) = 150 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 2 (L_{c2}) = 249 mm

Long. del cordón de soldadura tipo 3 (L_{c3}) = 56.45 mm

Área del cordón de soldadura tipo 1

$$A_{c1} = 2 * e_f * L_{c1} = 2250 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 2

$$A_{c2} = 2 * e_w * L_{c2} = 2490 \text{ mm}^2$$

Área del cordón de soldadura tipo 3

$$A_{c3} = 4 * e_f * L_{c3} = 1693.5 \text{ mm}^2$$

El centro de gravedad de la soldadura es la mitad de la altura total, por simetría.

$$Z_{cdg}^{sold} = 157.5 \text{ mm}$$

Momento de inercia de la soldadura.

$$I_0^{sold} = \frac{2}{12} * e_w * L_{c2}^3 = 12.86_x 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_{cdg,CS1}^{sup} = Z_{cdg,CS1}^{inf} = 153.75 \text{ mm} \quad Z_{cdg,CS2} = 0 \text{ mm}$$

$$Z_{cdg,CS3}^{sup} = Z_{cdg,CS3}^{inf} = 135.55 \text{ mm}$$

$$I_{str} = 2250 * 153.75^2 + 1693.5 * 1355.55^2 = (106.37 + 31.11) * 10^6 = 137.48 * 10^6$$

$$I_{sold} = I_0^{sold} + I_{str} = 150.34 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{CS1}^{sup,inf} = 954.54 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{CS3}^{sup,inf} = 1079.2 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{CS2} = 1207.5 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Comprobaciones

$$\sigma_{co} \leq \frac{f_u}{\beta_W \gamma_{M2}} = \frac{410}{0.85 \cdot 1.25} = 385.8 \text{ Mpa}$$

Cordones tipo 1

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{34000}{6433.5} + \frac{88.9 \cdot 10^6}{954.54 \cdot 10^3} = 5.3 + 93.1 = 98.4 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{98.4}{\sqrt{2}} = 69.58 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 69.58^2} = 139.15 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 2

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{34000}{6433.5} + \frac{88.9 \cdot 10^6}{1207.5 \cdot 10^3} = 5.3 + 73.62 = 79 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = \frac{37000}{2490} = 14.86 \text{ Mpa}$$

$$t_{\perp} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{79}{\sqrt{2}} = 56.8 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 14.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 56.8^2 + 3 \cdot 14.86^2} = 116.5 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

Cordones tipo 3

$$n_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sold}} + \frac{M_{Ed}}{W_{sold}} = \frac{34000}{6433.5} + \frac{88.9 \cdot 10^6}{1079.2 \cdot 10^3} = 5.3 + 82.4 = 87.7 \text{ Mpa}$$

$$t_{II} = 0 \quad t_{\perp} = 0$$

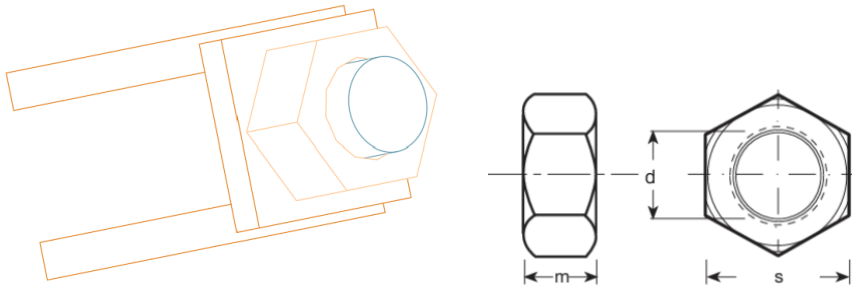
$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{n_{\perp}}{\sqrt{2}} = \frac{87.7}{\sqrt{2}} = 62 \text{ Mpa} \quad \tau_{II} = t_{II} = 0$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{4 \cdot 62^2} = 124 < 385.8 \text{ Mpa}$$

OK

6.4 UNIONES DE ELEMENTOS

Unión sistema de arriostramiento



R25

$$S = 36 \text{ mm} \quad m = 19 \text{ mm}$$

d : diámetro roscado = 24 mm

$$\text{Area de contacto en la placa} : \frac{\pi}{4} * (S^2 - d^2) = 565.5 \text{ mm}^2$$

Valores de calculo

$$N_{Ed} = 43.3 \text{ KN}$$

Tensión Local en la placa

$$\sigma = \frac{43300}{565.5} = 76.57 \text{ Mpa}$$

Tensión en las orejas

$$\text{Area de contacto} : 10 * 30 = 300 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{43300}{2*300} = 72.16 \text{ Mpa}$$

R36

$$S = 55 \text{ mm} \quad m = 29 \text{ mm}$$

d : diámetro roscado = 36 mm

$$\text{Area de contacto en la placa} : \frac{\pi}{4} * (S^2 - d^2) = 1358 \text{ mm}^2$$

Valores de calculo

$$N_{Ed} = 250.7 \text{ KN}$$

Tensión Local en la placa

$$\sigma = \frac{250700}{1358} = 184.6 \text{ Mpa}$$

Tensión en las orejas

$$\text{Area de contacto} : 15 * 45 = 675 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{250700}{2*675} = 185.7 \text{ Mpa}$$

OK

UNIÓN DE CORREAS FRONTALES, LATERALES Y SUPERIORES

Valores de calculo

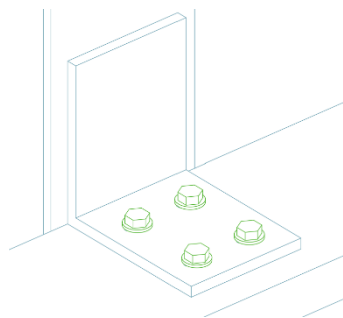
Reacciones máximas: estas ocurren en las últimas correas.

$$R_{Max}^{Laterales} = 4.42 \text{ KN} \quad R_{Max}^{Frontales} = 5 \text{ KN normales a los tornillos } (F_{t,Ed})$$

$$R_{Max}^{superiores} = 15 \text{ KN perpendicular a los tornillos } (F_{v,Ed})$$

Geometría

tipología 1



Tornillo M12

Soldadura mínima 3 mm

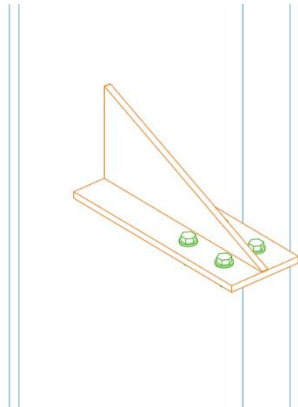
Capacidades máximas

M_{Rd} : momento resistente de la union: 0.655 KNm

$$R: \text{reaccion maxima} = 7.6 \text{ KN}$$

Tensión en las soldaduras 47.1 Mpa

tipología 2



Tornillo M12

Soldadura mínima 3 mm

Capacidades máximas

$$M_{Rd} = 4.3 \text{ KNm}$$

$$R = 20 \text{ KN}$$

Tensión en las soldaduras 190.67 Mpa

Resistencia de los tornillos y chapa

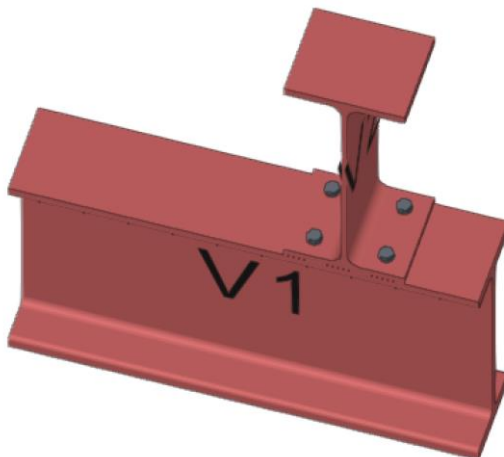
$$F_{v,Rd} = 144 \text{ KN} \quad F_{t,Rd} = 194 \text{ KN} \quad F_{p,Rd} = 13 \text{ KN}$$

UNIÓN DE LA CHAPA DE CERRAMIENTO

Ajustadas mediante tornillos especiales para chapa metálica.

UNIÓN VIGA CARRIL (IPE400) + MÉNSULA(IPN380)

- Tornillos M12
- 30 mm al borde del IPN380
- 32 al borde del IPE400



Disposición de los taladros para los tornillos (Código Estructural, A26 3.5)

15.6 mm £ 30.0 mm £ 125.0 mm

e_1 : Distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al extremo adyacente de cualquier elemento, medido en la dirección de transmisión de la carga e_1 :
30.0 mm

15.6 mm £ 30.0 mm £ 125.0 mm

e_2 : Distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al borde adyacente de cualquier elemento, medido en ángulo recto respecto a la dirección de la transferencia de la carga e_2 : 30.0 mm

28.6 mm £ 89.0 mm £ 175.0 mm

p_1 : Espacio entre centros de pasadores o elementos de fijación en una fila en la dirección de la transferencia de la carga p_1 : 89.0 mm

31.2 mm £ 89.0 mm £ 175.0 mm

p_2 : Espacio medido perpendicularmente a la dirección de la transferencia de la carga entre las líneas adyacentes de los pasadores o elementos de fijación p_2 : 89.0 mm

d_0 : Diámetro del taladro d_0 : 13.0 mm

t : Espesor de la parte conectada exterior más delgada t : 13.5 mm

Resistencia a cortante (Código Estructural, A26 3.6.1)

El esfuerzo solicitante máximo se produce para el caso de carga LC1.

14.39 kN £ 32.37 kN

$F_{v,Ed}$: Valor de cálculo del cortante por tornillo en estado límite último $F_{v,Ed}$: 14.39 kN

$F_{v,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a cortante por tornillo $F_{v,Rd}$: 32.37 kN

a_v : Coeficiente a_v : 0.60

f_{ub} : Resistencia última a tracción del tornillo f_{ub} : 800.00 MPa

A : Área resistente a tracción del tornillo A : 84.30 mm²

g_{M2} : Coeficiente parcial de seguridad g_{M2} : 1.25

Capacidad resistente (aplastamiento) (Código Estructural, A26 3.6.1)

El esfuerzo solicitante máximo se produce para el caso de carga LC1.

$F_{v,Ed}$: Valor de cálculo del cortante por tornillo en estado límite último 14.39 kN £ 107.17 kN
 $F_{v,Ed}$: 14.39 kN

$F_{b,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a aplastamiento por tornillo $F_{b,Rd}$: 107.17 kN

e_2 : Distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al borde adyacente de cualquier elemento, medido en ángulo recto respecto a la dirección de la transferencia de la carga e_2 : 30.0mm

p_2 : Espacio medido perpendicularmente a la dirección de la transferencia de la carga entre las líneas adyacentes de los pasadores o elementos de fijación p_2 : 89.0mm

d_0 : Diámetro del taladro d_0 = 13.0 mm

d : Diámetro nominal del tornillo d : 12.0 mm

t : Espesor de la chapa t : 13.5 mm

e_1 : Distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al extremo adyacente de cualquier elemento, medido en la dirección de transmisión de la carga e_1 : 30.0 mm

p_1 : Espacio entre centros de pasadores o elementos de fijación en una fila en la dirección de la transferencia de la carga p_1 : 89.0 mm

d_0 : Diámetro del taladro d_0 : 13.0mm

f_u : Resistencia nominal última a tracción de la parte más débil de la unión f_u : 430.00 MPa

f_{ub} : Resistencia última a tracción del tornillo f_{ub} : 800.00 MPa

g_{M2} : Coeficiente parcial de seguridad g_{M2} : 1.25

Resistencia a tracción (Código Estructural, A26 3.6.1)

El esfuerzo solicitante máximo se produce para el caso de carga LC1.

$F_{t,Ed}$: Valor de cálculo de la tracción por tornillo en estado límite último 28.15 kN £ 48.56 kN
 $F_{t,Ed}$: 28.15 kN

$F_{t,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a tracción por tornillo $F_{t,Rd}$: 48.56 kN

f_{ub} : Resistencia última a tracción del tornillo f_{ub} : 800.00 MPa

A_s : Área resistente a tracción del tornillo A_s : 84.30 mm²

g_{M2} : Coeficiente parcial de seguridad

$g_{M2} : 1.25$

Resistencia a punzonamiento (Código Estructural, A26 3.6.1)

El esfuerzo solicitante máximo se produce para el caso de carga LC1.

28.15 kN £ 188.62 kN

$F_{t,Ed}$: Valor de cálculo de la tracción por tornillo en estado límite último

$F_{t,Ed} : 28.15$ kN

$B_{p,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de la cabeza del tornillo y de la tuerca

$B_{p,Rd} : 188.62$ kN

t_p : Espesor de la chapa

$t_p : 13.5$ mm

f_u : Resistencia nominal última a tracción de la parte más débil de la unión

$f_u : 430.00$ MPa

d_m : Media de las distancias entre los vértices y entre las caras planas de la cabeza del tornillo o de la tuerca, la que sea menor

$d_m : 21.5$ mm

g_{M2} : Coeficiente parcial de seguridad

$g_{M2} : 1.25$

combinación de cortante y tracción (Código Estructural, A26 3.6.1)

El esfuerzo solicitante máximo se produce para el caso de carga LC1.

0.86 £ 1.00

$F_{v,Ed}$: Valor de cálculo del cortante por tornillo en estado límite último

$F_{v,Ed} : 14.39$ kN

$F_{v,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a cortante por tornillo

$F_{v,Rd} : 32.37$ kN

$F_{t,Ed}$: Valor de cálculo de la tracción por tornillo en estado límite último

$F_{t,Ed} : 28.15$ kN

$F_{t,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a tracción por tornillo

$F_{t,Rd} : 48.56$ kN

7 CIMENTACIÓN

7.1 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El promotor aporta proyecto geotécnico realizado por los laboratorios de ENTECSA, consistente en la realización de 2 sondeos y 7 penetrómetros. En base a la lectura de este se adoptarán las siguientes acciones.

Dado que el área donde se ubica la zona de estudio esta caracterizada por tener aceleración sísmica menor a 0.04g, según la norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE) no será necesario tomar en consideración medidas contra efectos sísmicos en las estructuras de edificación

La tensión admisible con la que se calcula la cimentación es 0.2 Mpa y 0.3 Mpa para situaciones accidentales. El módulo de balasto considerado es de 100.000 KN/m³.

El terreno no es agresivo al hormigón y no apareció nivel freático al realizar los sondeos.

La cimentación se construirá con hormigón armado. Los materiales utilizados son HA-25/20/P/XC1 control normal.

7.2 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS

Zapata del pilar exterior

Dimensiones: 260 x 350 x 100

Armados: Xi: Ø20c/25 Yi: Ø16c/16 Xs: Ø20c/25 Ys: Ø16c/16

Comprobación	Valores	Estado
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.200 MPa Calculado: 0.066 MPa	OK
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.116 MPa	OK
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.133 MPa	OK
Vuelco de la zapata:		
- En dirección X:		No procede ⁽¹⁾
⁽¹⁾ Sin momento de vuelco		
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 134.12 kN·m	OK

- En dirección Y:	Momento: 376.65 kN·m	OK
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 46.01 kN	OK
- En dirección Y:	Cortante: 195.02 kN	OK
Compresión oblicua en la zapata:	Máximo: 5000 kN/m ²	OK
- Situaciones persistentes:	Calculado: 402.4 kN/m ²	
Canto mínimo:	Mínimo: 15 cm	OK
	Calculado: 100 cm	
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 0 cm	OK
	Calculado: 93 cm	
Cuantía geométrica mínima:		
Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0012	OK
	Calculado: 0.0013	
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0012	OK
	Calculado: 0.0013	
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.00123	OK
	Calculado: 0.00124	
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.00123	OK
	Calculado: 0.00124	
Diámetro mínimo de las barras:		
Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.2.1		
Mínimo: 12 mm		
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	OK
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	OK
Separación máxima entre barras:	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 16 cm	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 16 cm	OK
Separación mínima entre barras:	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 16 cm	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 16 cm	OK
Longitud de anclaje:		
49.5		

- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 34 cm	OK
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 20 cm Calculado: 34 cm	OK
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 16 cm Calculado: 69 cm	OK
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 16 cm Calculado: 69 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 28 cm Calculado: 34 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 28 cm Calculado: 34 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 19 cm Calculado: 69 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 69 cm	OK

Se cumplen todas las comprobaciones

Información adicional:

- Zapata de tipo rígido
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.09
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.34
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 1017.89 kN
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 756.15 kN

Zapata del pilar intermedio

Dimensiones: 185 x 285 x 100

Armados: Xi: Ø20c/24 Yi: Ø16c/15 Xs: Ø20c/24 Ys: Ø16c/15

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.200 MPa Calculado: 0.136 MPa	OK
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.200 MPa	OK
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.222 MPa	OK

Vuelco de la zapata:

- En dirección X: No procede ⁽¹⁾
- En dirección Y:

Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.

Reserva seguridad: 53.4 %

Cumple

⁽¹⁾ Sin momento de vuelco

Flexión en la zapata:

- En dirección X:	Momento: 161.51 kN·m	OK
- En dirección Y:	Momento: 406.35 kN·m	OK

Cortante en la zapata:

- En dirección X:	Cortante: 0.00 kN	OK
- En dirección Y:	Cortante: 170.79 kN	OK

Compresión oblicua en la zapata:	Máximo: 5000 kN/m ²	OK
----------------------------------	--------------------------------	----

- Situaciones persistentes:	Calculado: 904.7 kN/m ²	
-----------------------------	------------------------------------	--

Canto mínimo:	Mínimo: 15 cm	OK
	Calculado: 100 cm	

Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 0 cm	OK
- N3:	Calculado: 93 cm	

Cuantía geométrica mínima:	Mínimo: 0.0012	
----------------------------	----------------	--

Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1

- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0013	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0013	OK

Diámetro mínimo de las barras:	Mínimo: 12 mm	
--------------------------------	---------------	--

Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.2.1

- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	OK
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	OK

Separación máxima entre barras:	Máximo: 30 cm	
---------------------------------	---------------	--

- Armado inferior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	OK

Separación mínima entre barras:	Mínimo: 10 cm	
---------------------------------	---------------	--

- Armado inferior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	OK

Longitud de anclaje:

49.5

- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 43 cm	OK
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 18 cm Calculado: 43 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 28 cm Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 28 cm Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 19 cm Calculado: 43 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 43 cm	OK
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 28 cm	OK

Se cumplen todas las comprobaciones

Información adicional:

- Zapata de tipo rígido
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.13
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.51
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 kN
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 538.08 kN

Zapata Del pilar Hastial

Dimensiones: 225 x 240 x 100

Armados: Xi: Ø20c/24 Yi: Ø20c/25 Xs: Ø20c/24 Ys: Ø20c/25

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.200 MPa Calculado: 0.035 MPa	OK
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.029 MPa	OK
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.070 MPa	OK

Dimensiones: 225 x 240 x 100

Armados: Xi: Ø20c/24 Yi: Ø20c/25 Xs: Ø20c/24 Ys: Ø20c/25

Comprobación	Valores	Estado
--------------	---------	--------

Vuelco de la zapata:

- En dirección X:	No procede ⁽¹⁾
- En dirección Y:	

Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.

Reserva seguridad: 22.7 %

Cumple

⁽¹⁾ Sin momento de vuelco

Flexión en la zapata:

- En dirección X:	Momento: 9.77 kN·m	OK
- En dirección Y:	Momento: 78.00 kN·m	OK

Cortante en la zapata:

- En dirección X:	Cortante: 1.18 kN	OK
- En dirección Y:	Cortante: 18.93 kN	OK

Compresión oblicua en la zapata:

- Situaciones persistentes:	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 31.6 kN/m ²	OK
-----------------------------	---	----

Canto mínimo:

Mínimo: 15 cm Calculado: 100 cm	OK
------------------------------------	----

Espacio para anclar arranques en cimentación:

- N12:	Mínimo: 40 cm Calculado: 92 cm	OK
--------	-----------------------------------	----

Cuantía geométrica mínima:

Norma	Código	Estructural.	Artículo
A19.9.2.1.1			Mínimo: 0.0012

- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0013	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0013	OK
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	OK
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	OK

Dimensiones: 225 x 240 x 100

Armados: Xi: Ø20c/24 Yi: Ø20c/25 Xs: Ø20c/24 Ys: Ø20c/25

Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre barras:	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	OK
Separación mínima entre barras:	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	OK
- Armado superior dirección X:	Calculado: 24 cm	OK
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	OK
Longitud de anclaje:		
49.5		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 28 cm Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 28 cm Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 28 cm Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 28 cm Calculado: 28 cm	OK
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	OK
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 20 cm	OK

Dimensiones: 225 x 240 x 100

Armados: Xi: Ø20c/24 Yi: Ø20c/25 Xs: Ø20c/24 Ys: Ø20c/25

Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 28 cm	OK
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 28 cm	OK

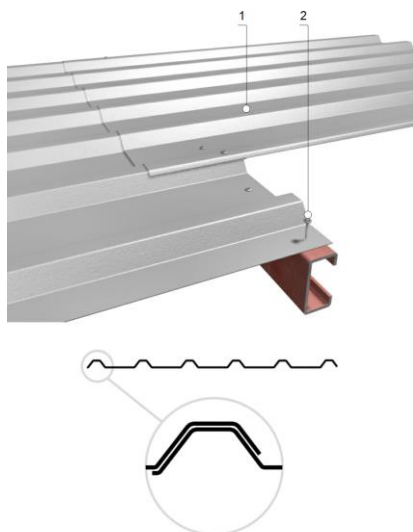
8 DETALLES CONSTRUCTIVOS AUXILIARES

En este apartado se recogen aquellos detalles que no es necesario un plano como tal solamente la propia interpretación de la persona que realiza dicha labor, por ejemplo, como colocar la chapa metálica de cerramiento.

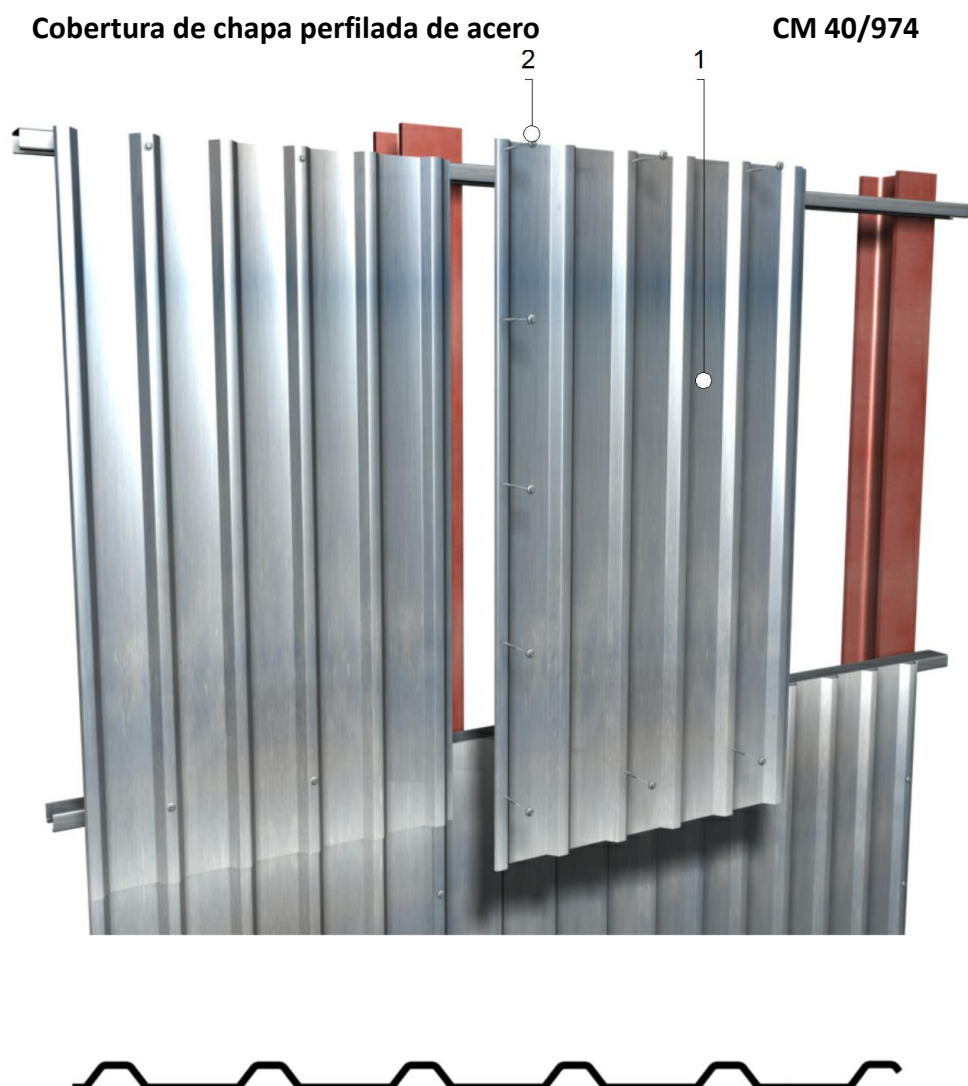
CERRAMIENTO LATERAL Y SUPERIOR

Cobertura de chapa perfilada de acero

CM 40/974



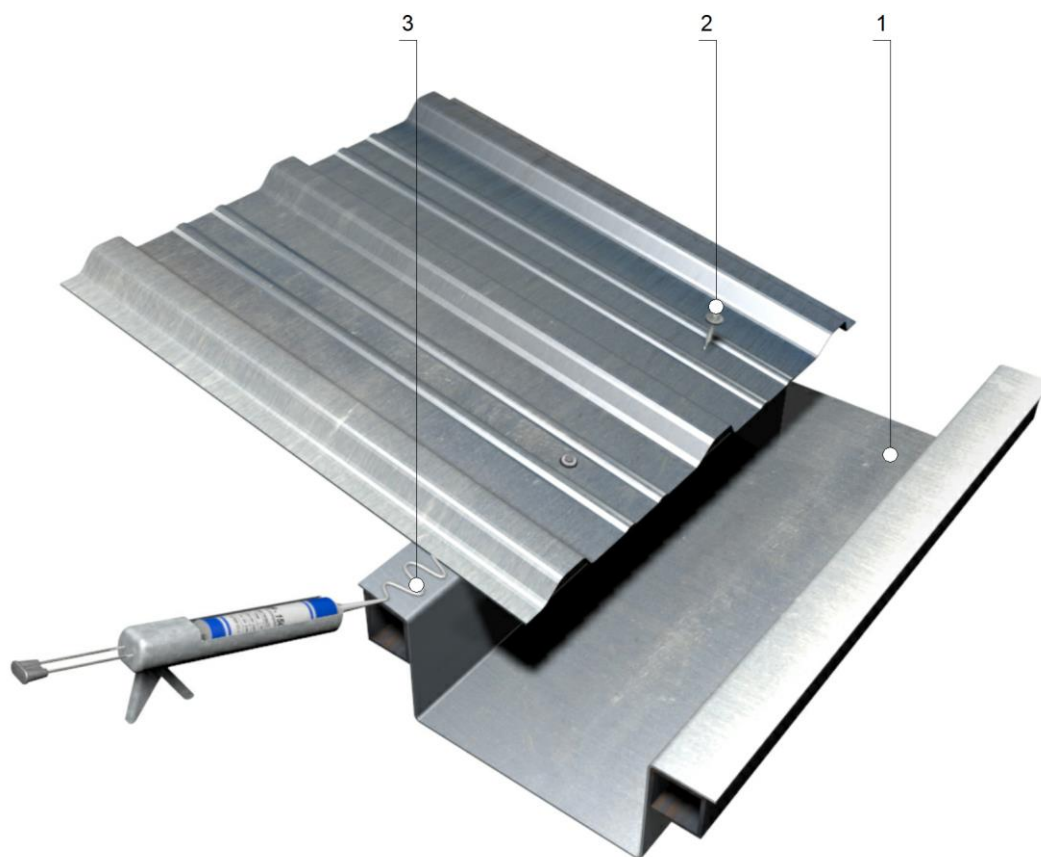
1 CM 40/974	Chapa perfilada trapezoidal de acero prelacado, espesor 0,7 mm, 40 mm de altura de perfil y 243.5 mm de intereje.
2 Tornillo autoperforante	Kit de accesorios de fijación, para chapas perfiladas, en cubiertas inclinadas.



- | | |
|-------------------------|---|
| 1 CM 40/974 | Chapa perfilada trapezoidal de acero prelacado, espesor 0,7 mm, 40 mm de altura de perfil y 243.5 mm de intereje. |
| 2 Tornillo autoportante | Kit de accesorios de fijación, para chapas perfiladas, en fachadas. |

Canalón interior

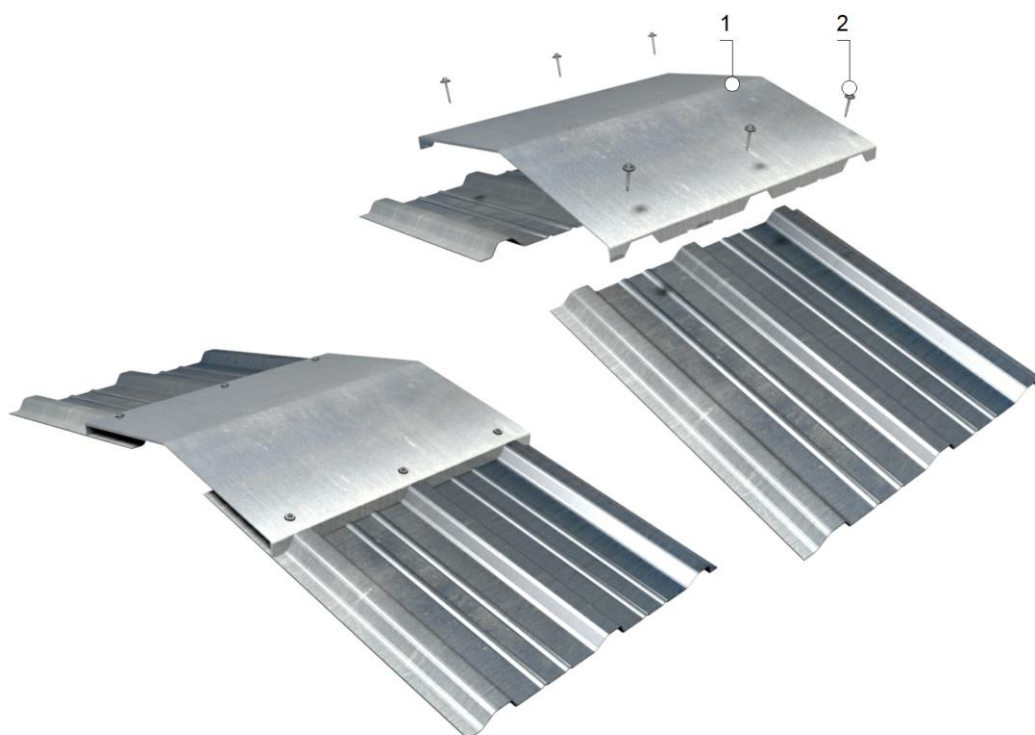
CM 40/974



-
- 1 Chapa plegada de acero galvanizado, de 1 mm de espesor, 100 cm de desarrollo y 4 pliegues, para canalón interior.
-
- 2 Tornillo autorroscante de 6,5x130 mm de acero galvanizado, con arandela.
-
- 3 Masilla de base neutra mono componente, para sellado de juntas.
-

Cumbrera

CM 40/974



-
- | | |
|---|--|
| 1 | Chapa plegada de acero galvanizado, de 1 mm de espesor, 60 cm de desarrollo y 3 pliegues, para cumbrera. |
|---|--|
-
- | | |
|---|--|
| 2 | Tornillo autorroscante de 6,5x130 mm de acero galvanizado, con arandela. |
|---|--|
-

9 ANÁLISIS DE LAS UNIONES POR MEF

Este apartado es un complemento para este Trabajo Fin de Grado (TFG) teniendo presente que en un proyecto real de obra esto no se presenta. Bajo esta línea definida, se propone este complemento como forma de demostrar el aprendizaje autodidacta del futuro de ingeniero, presentando alternativas de diseño, cálculo, dimensionado y análisis crítico por medio de la utilización de estos programas.

Ahora bien, por consiguiente, para las uniones de la estructura se hará uso del programa **CYPEConnect** con el fin de exponer de una forma visual la distribución de tensiones, fenómenos de pandeo local, desplazamientos generados e interacción entre las uniones.

El análisis realizado por el programa se basa en el Método por elementos finitos (MEF), donde, basados en una geometría de la edificación previamente hecha desde el módulo **CYPE3D** y exportada al módulo **CYPEConnect** se generan los nudos, combinación de cargas y condiciones de contorno. Los nudos, cargas y condiciones de contorno también se pueden realizar en este mismo módulo.

Los objetivos principales de este apartado es demostrar lo siguiente.

- Comportamiento de los nudos
- Distribución de tensiones en los nudos
- Efecto ejercido de una unión a otra en un nudo
- Inestabilidad de las secciones de forma local (pandeo)
- Comportamiento de las uniones según su disposición

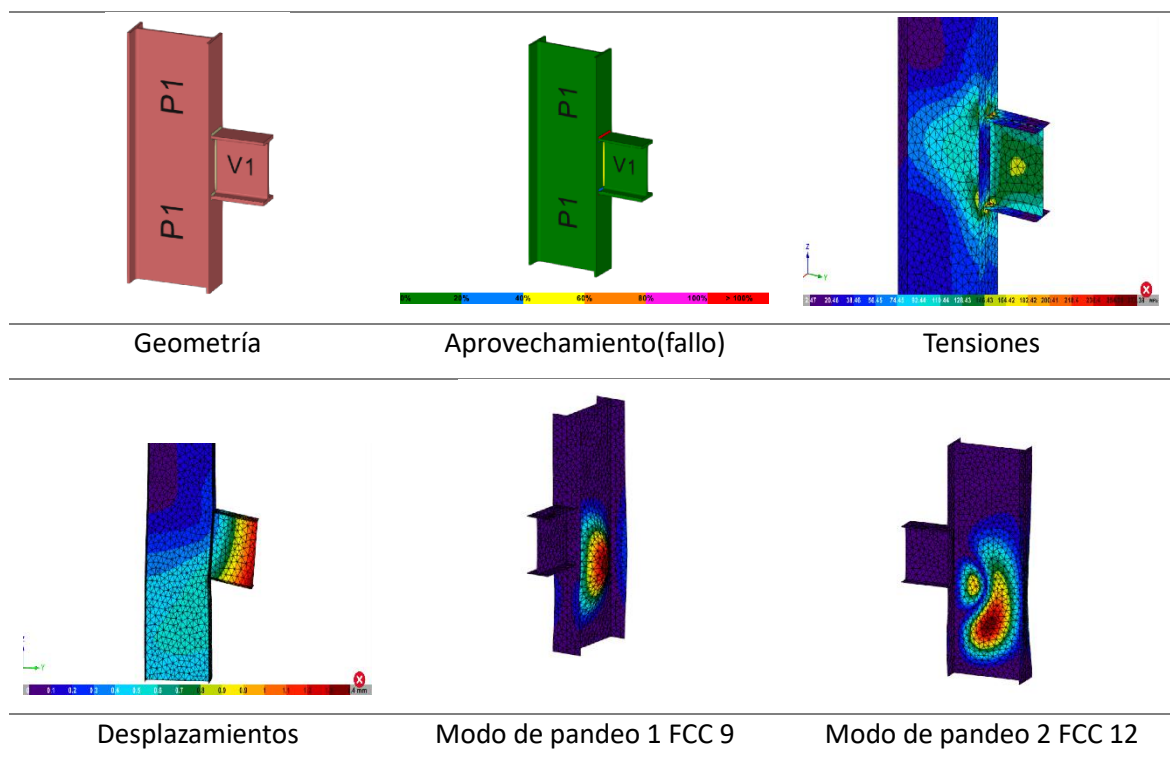
Análisis

El análisis es de carácter gráfico con notas pequeñas cuyo fin es representar la evolución de la unión a realizarles cambios en su estructura, ya sea aumentar la rigidez de una pieza o todo el conjunto, también, representar fenómenos de fallo local (pandeo), desplazamientos y visualizar como cambian estos aspectos.

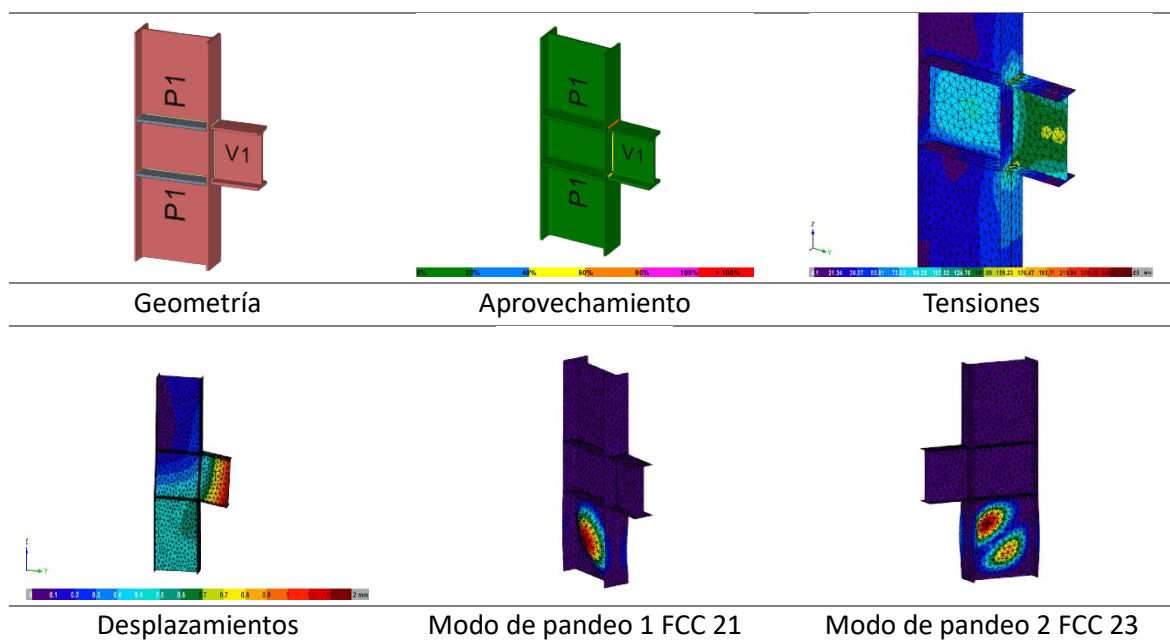
9.1 ANÁLISIS DE UNIONES INDEPENDIENTES

UNIÓN PILAR EXTERIOR E INTERMEDIO + MÉNSULAS

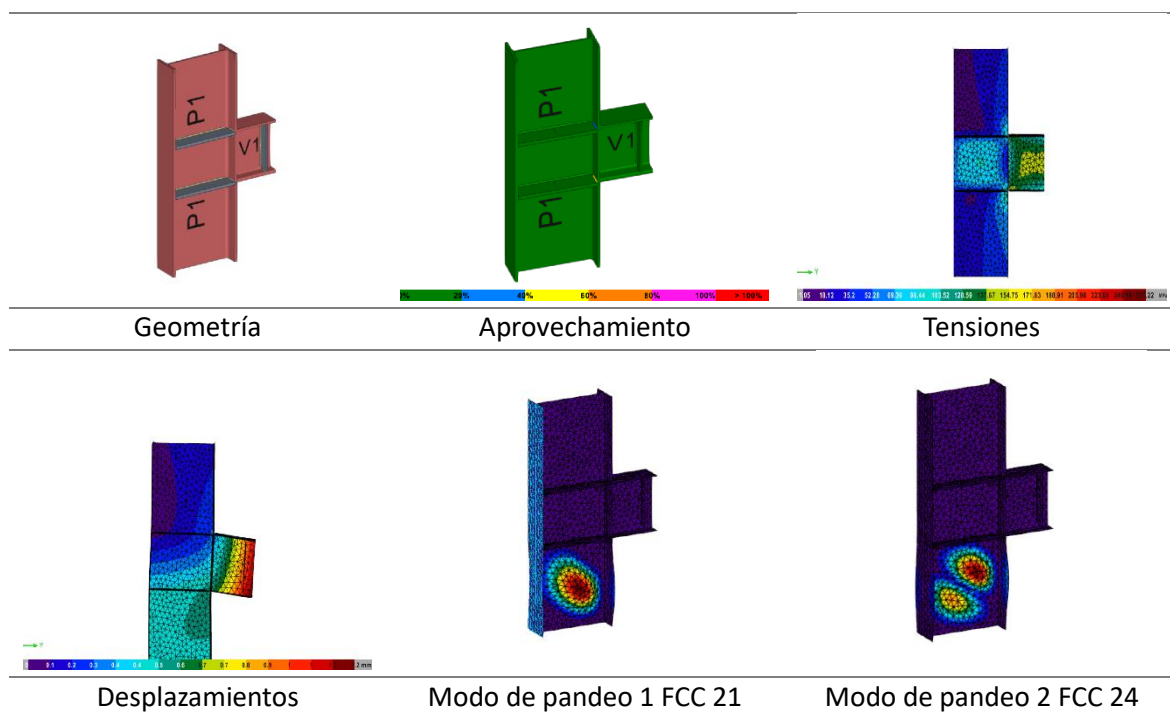
Disposición 1 (unión soldada sin rigidizadores)



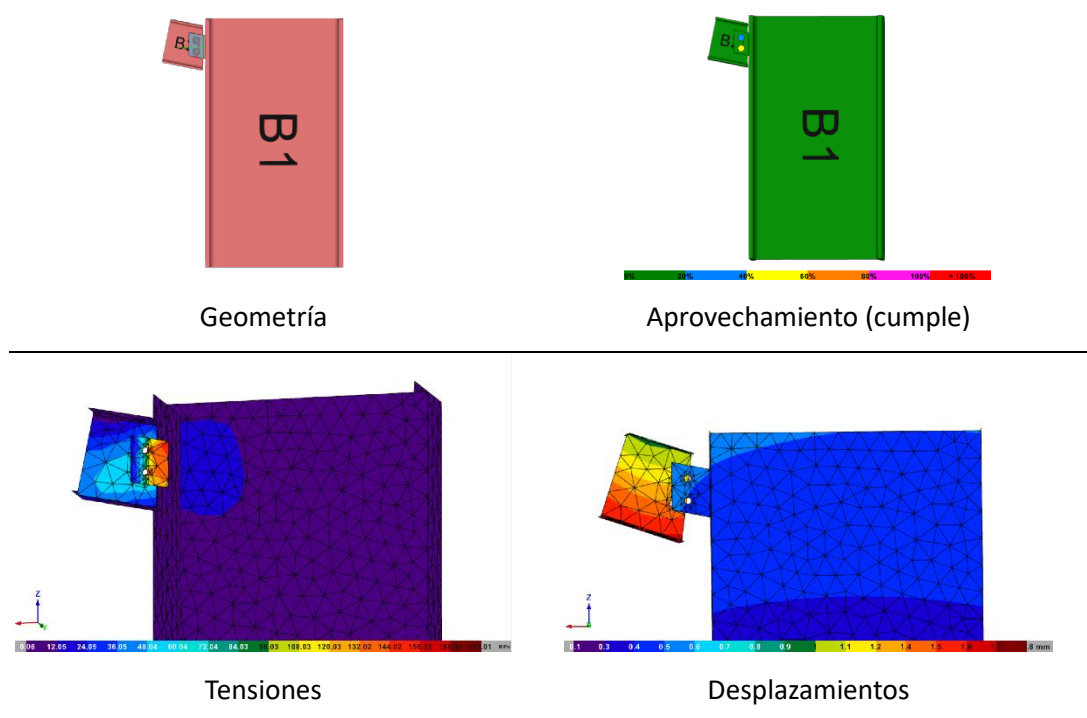
Disposición 1 (unión soldada con rigidizadores en el pilar)



Disposición 2 (unión soldada con rigidizadores en el pilar y la ménsula)

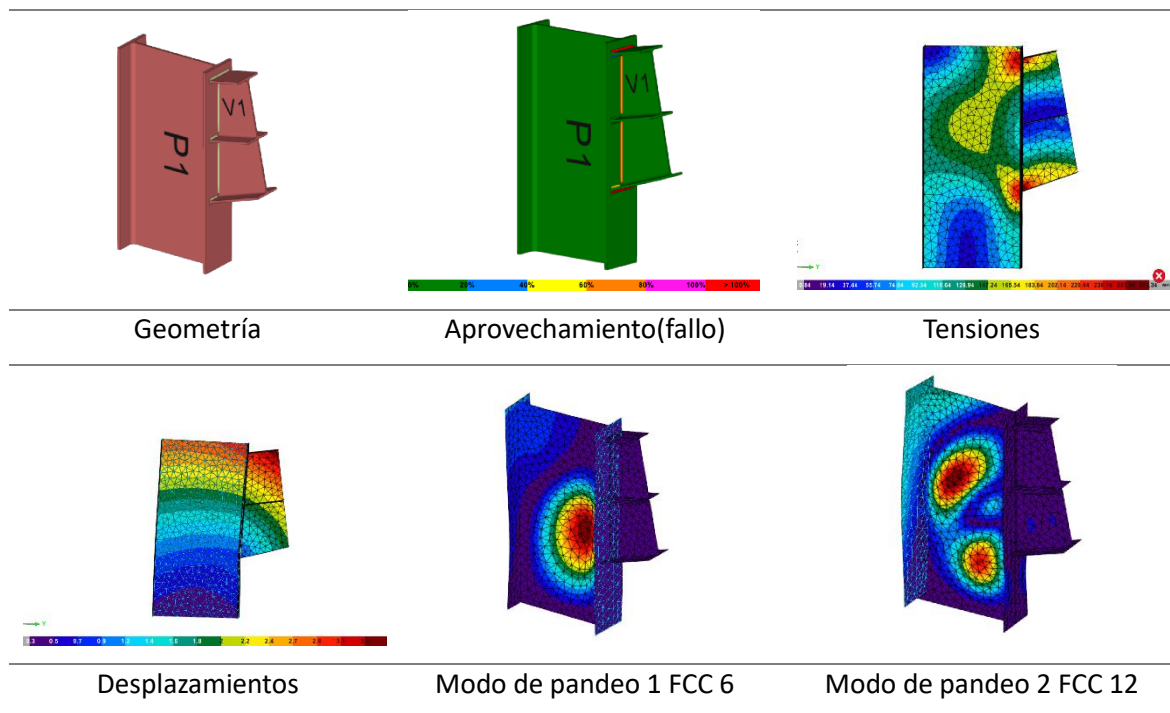


Unión pilar exterior e intermedio + dintel hastial

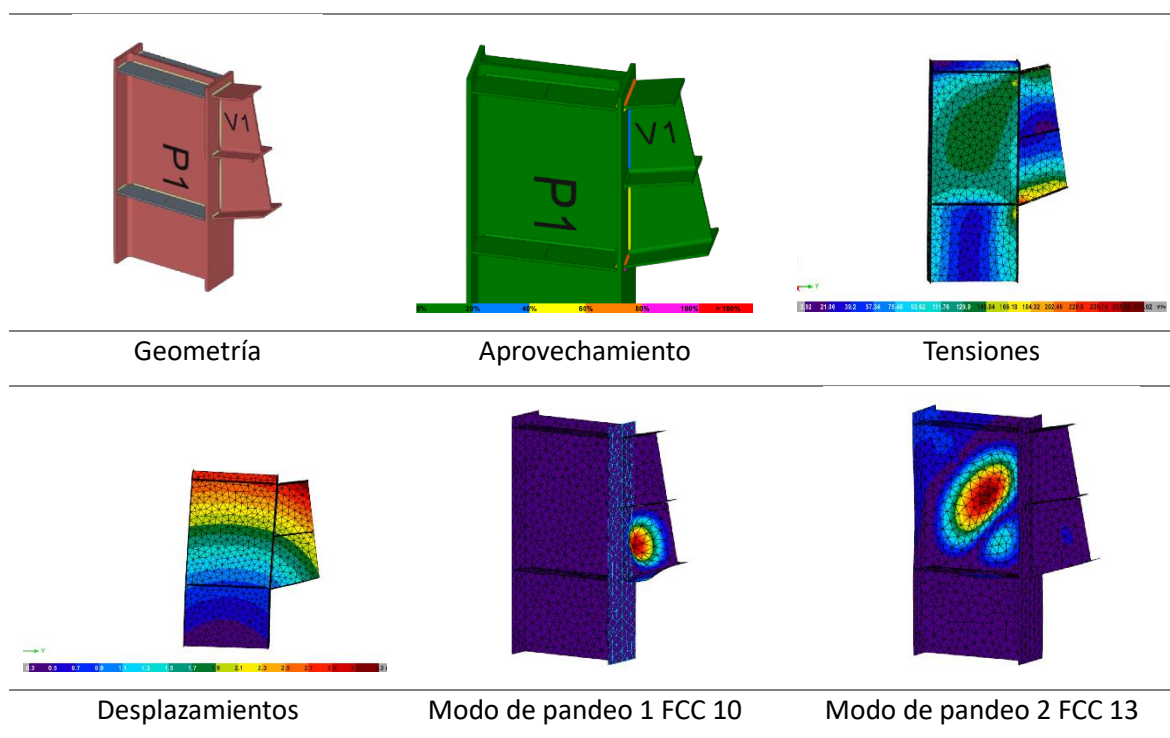


UNIÓN PILAR INTERMEDIO Y EXTERIOR + DINTEL PRINCIPAL CON CARTELA

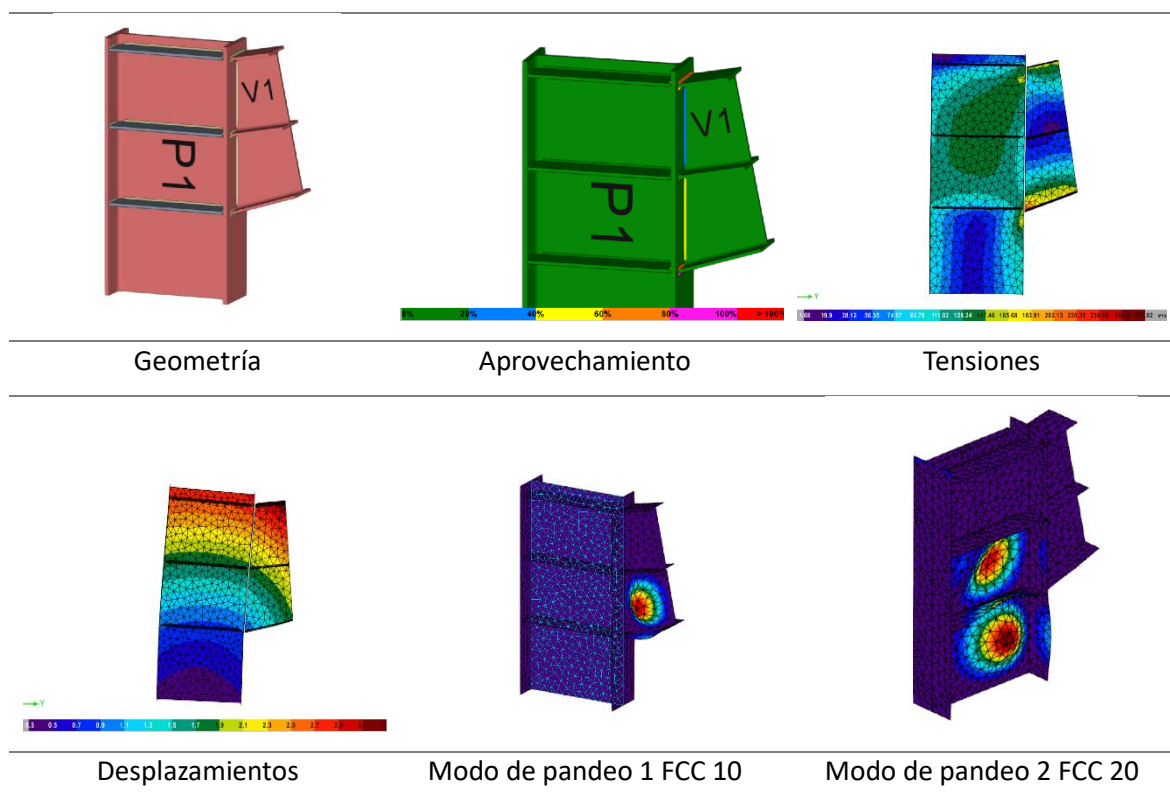
Disposición 1 (unión soldada sin rigidizadores)



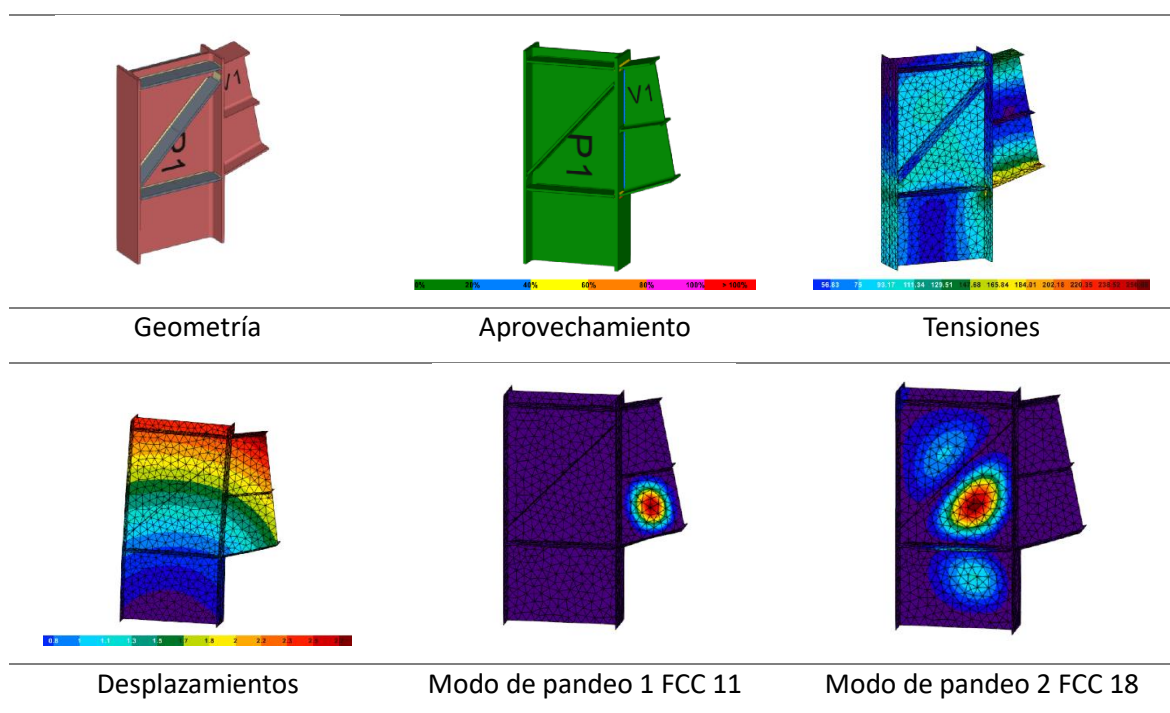
Disposición 1 (unión soldada con rigidizadores en el pilar según las alas exteriores del dintel)



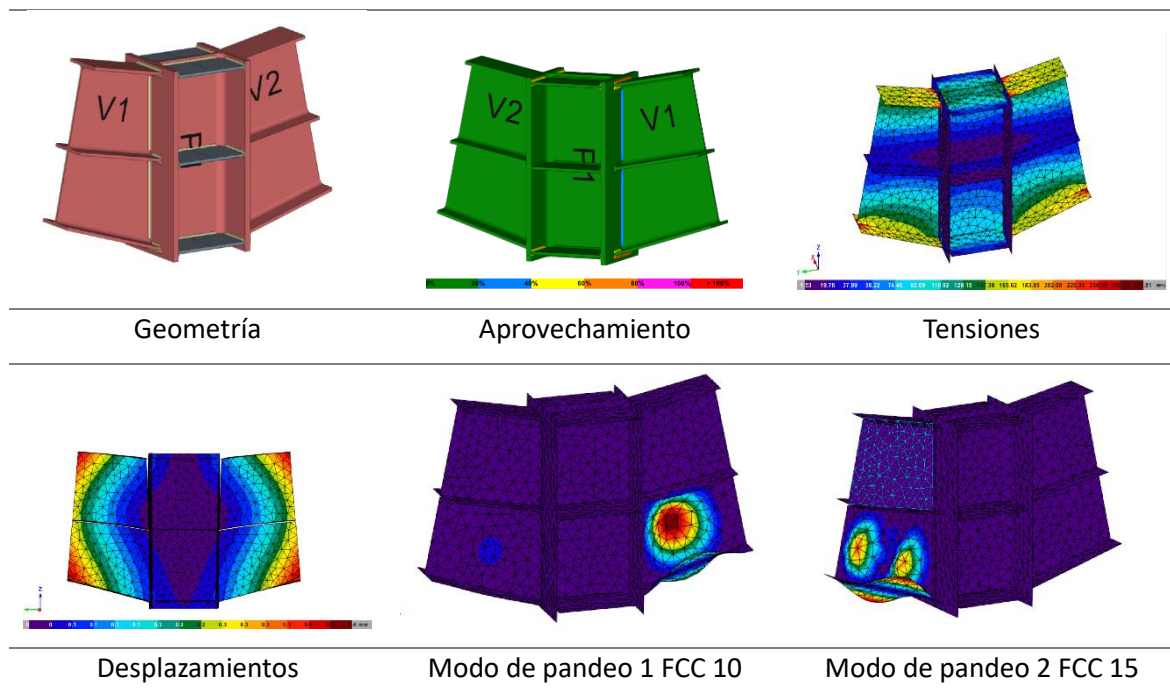
Disposición 1 (unión soldada con rigidizadores en el pilar en las 3 alas)



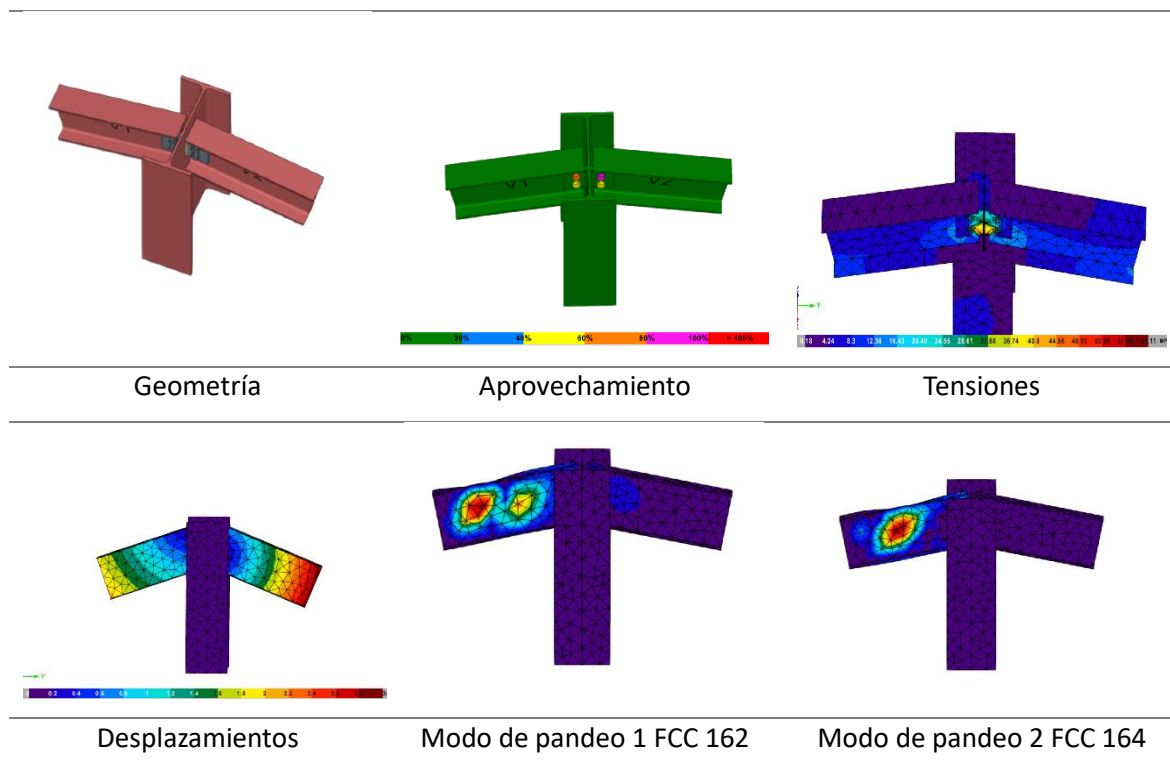
Disposición 1 (unión soldada con rigidizadores en el pilar en las 3 alas, el central inclinado)



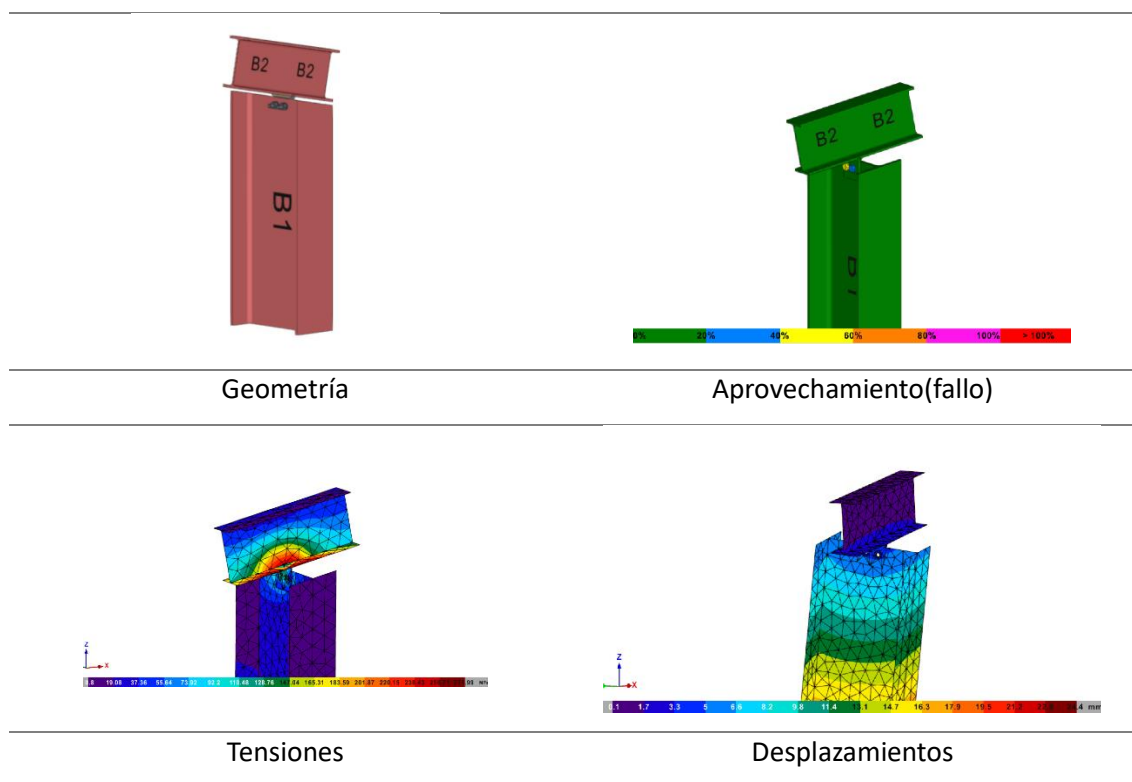
Disposición 2 (unión soldada con rigidizadores en las 3 alas)



UNIÓN PILAR HASTIAL (#3) + DINTEL HASTIAL

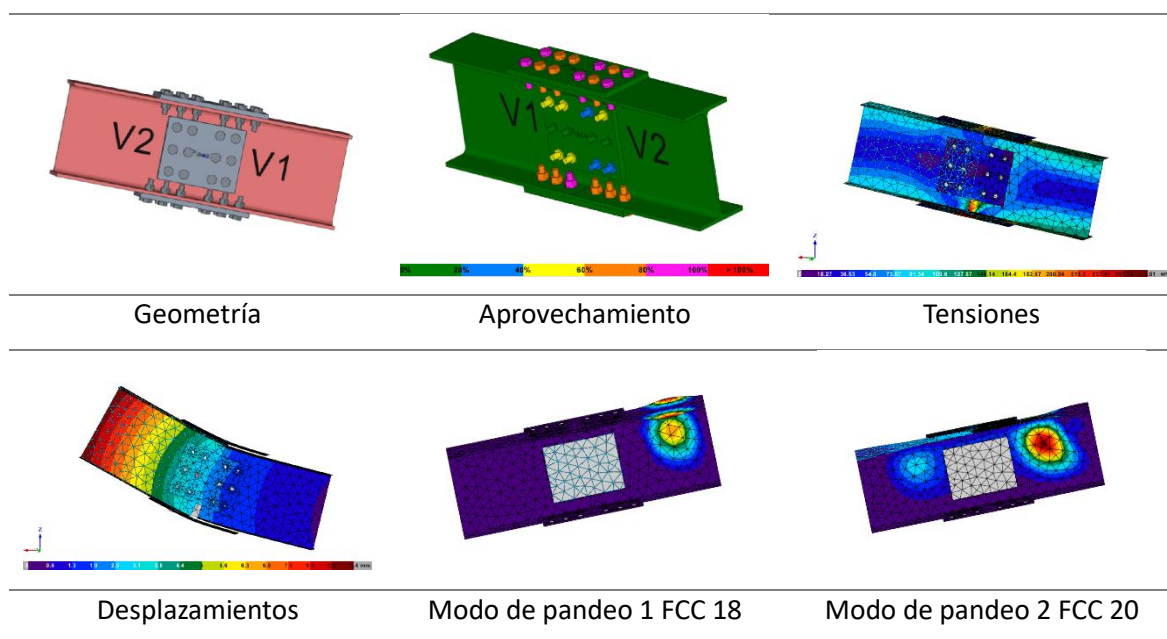


UNIÓN PILAR HASTIAL (#2) + DINTEL HASTIAL

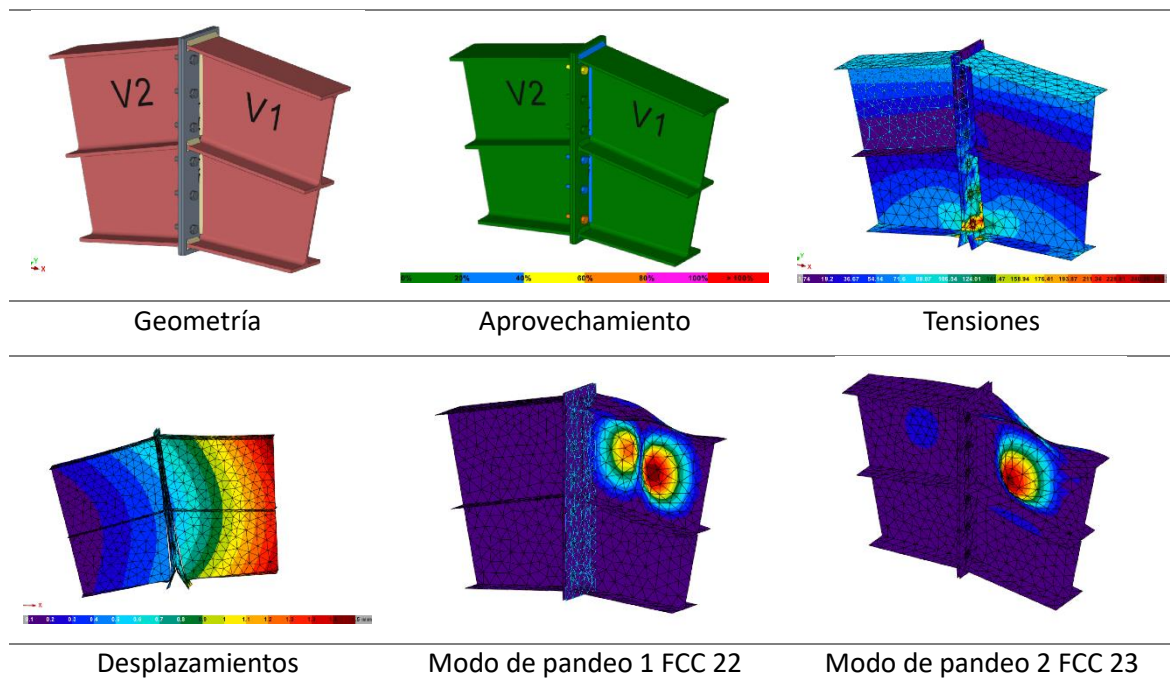


UNIÓN DE CORTE DEL DINTEL PRINCIPAL (IPE300)

Disposición 1 (unión atornillada M16 mediante cubrejuntas)

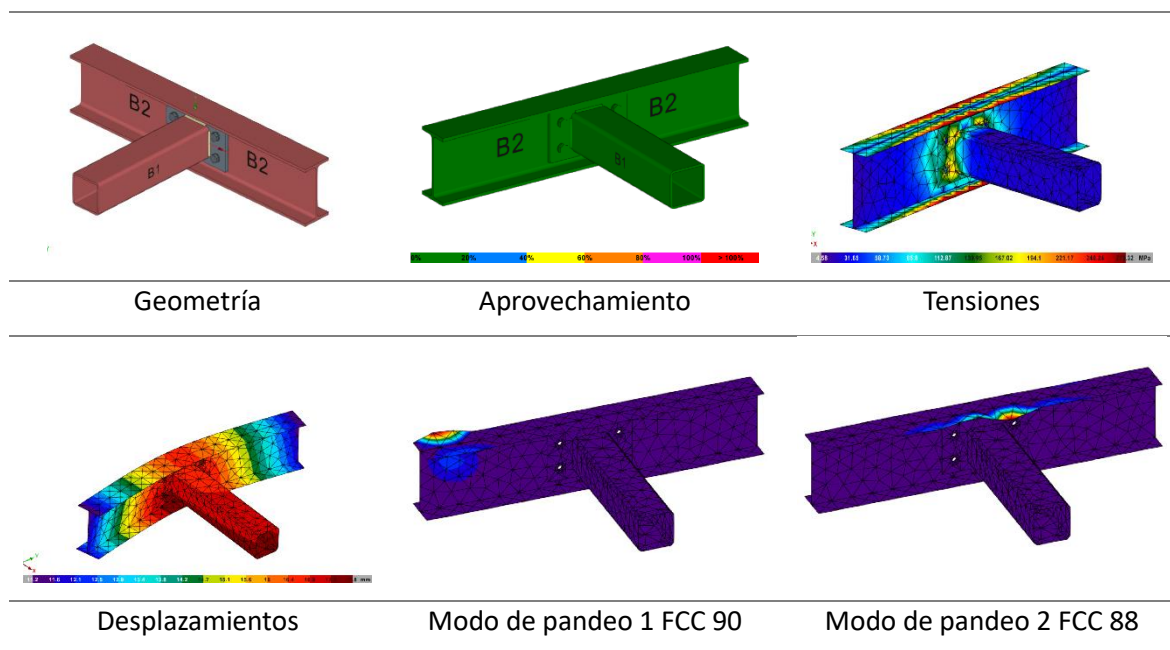


UNIÓN DE CUMBRERA (IPE300 CON CARTELAS)

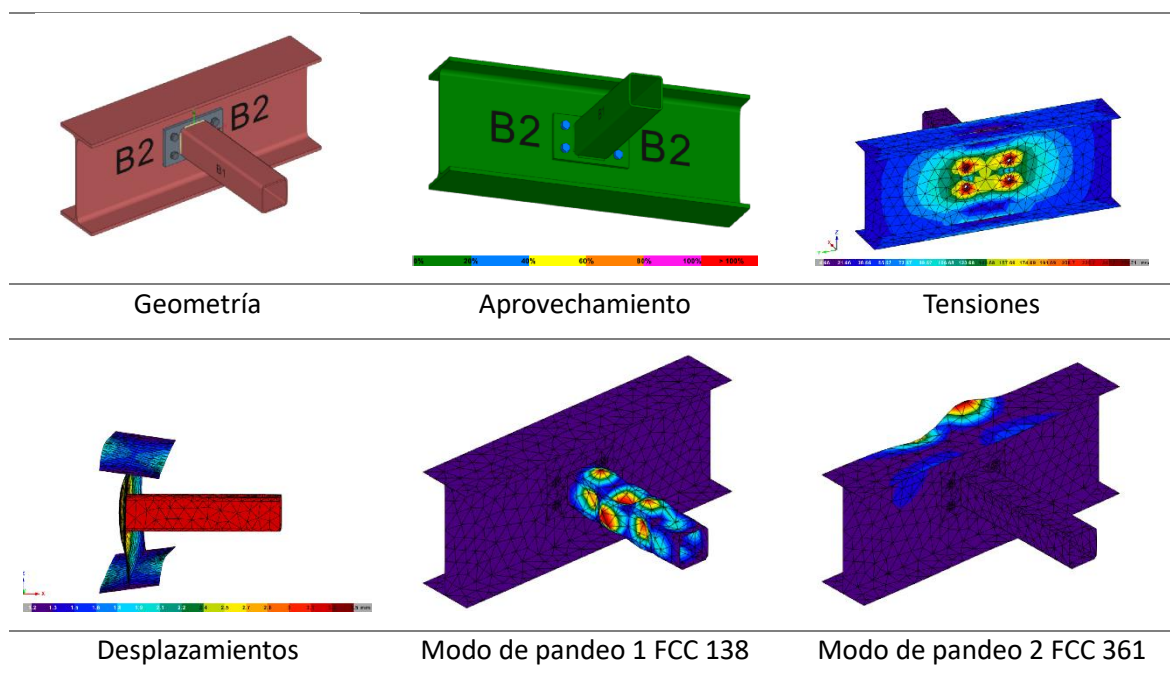


UNIÓN MONTANTE (#90.4)

Con dintel hastial IPE160

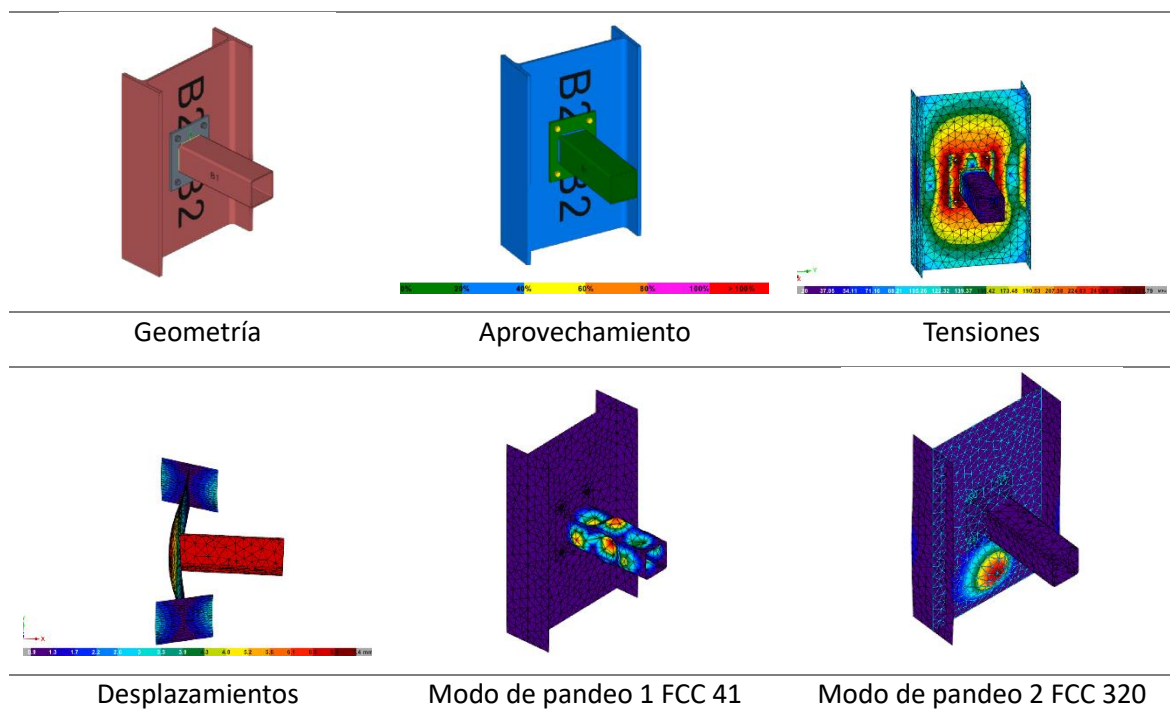


Con el dintel principal IPE300

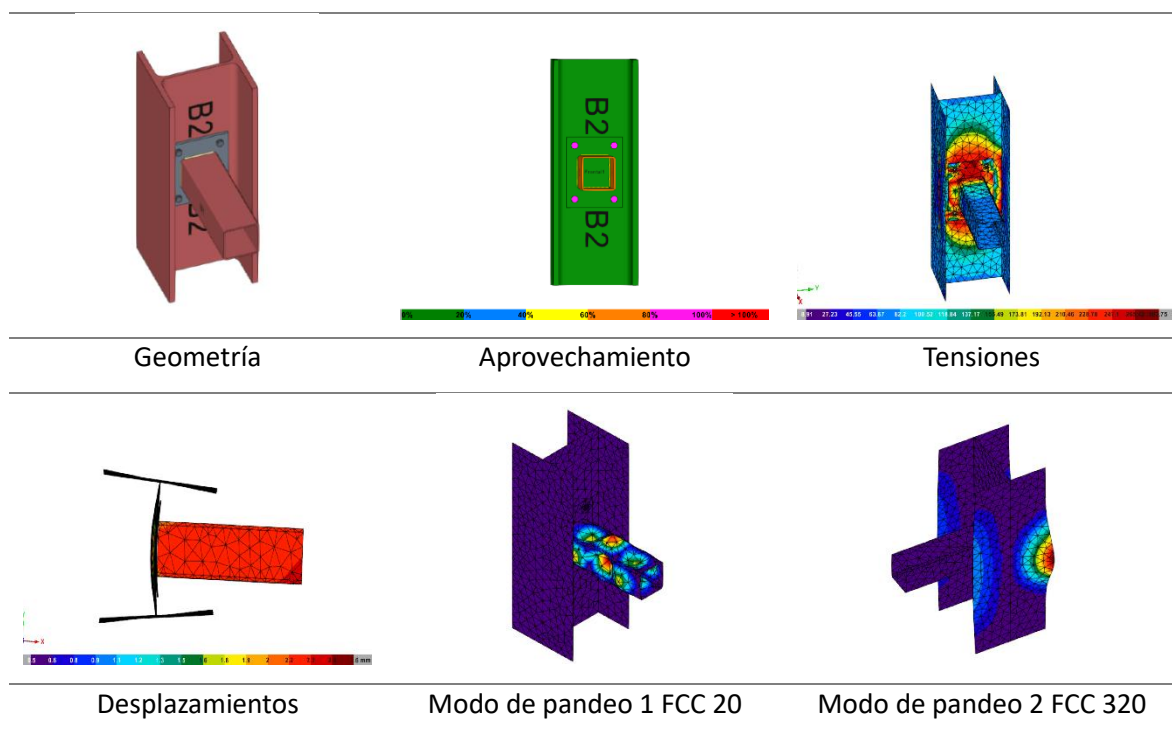


UNIÓN MONTANTE (#120.5)

Con dintel hastial IPE500

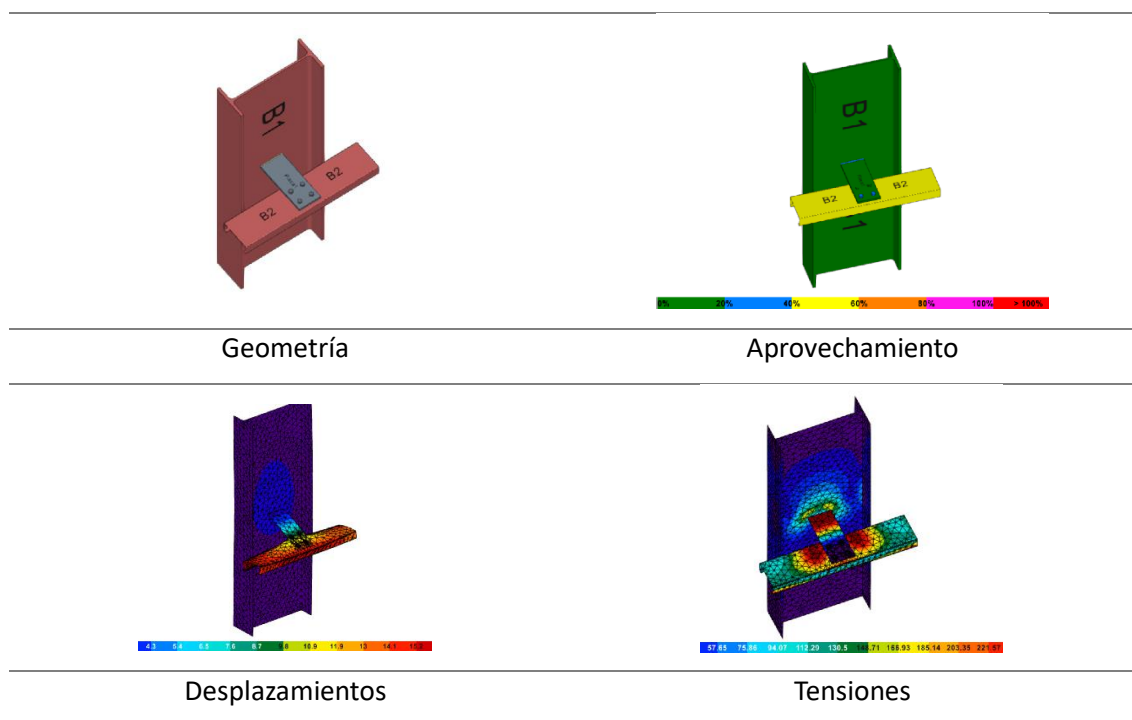


Con el dintel principal HEB300

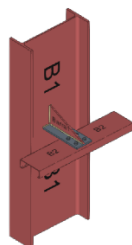


UNIÓN DE LAS CORREAS FRONTALES (ESPECIAL)

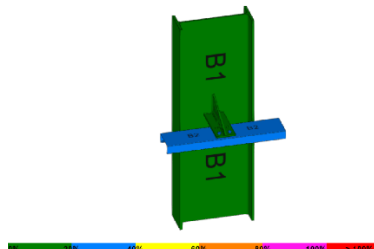
Sin rigidizador



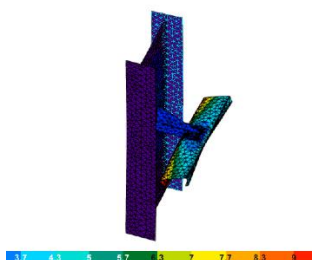
Con rigidizador



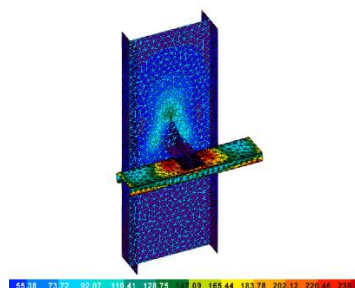
Geometría



Aprovechamiento(fallo)

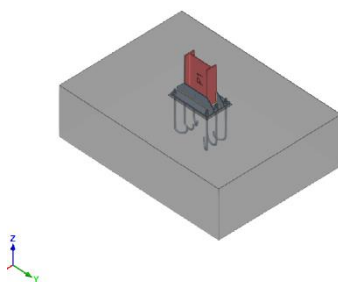


Desplazamientos

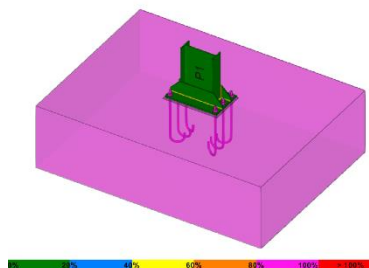


Tensiones

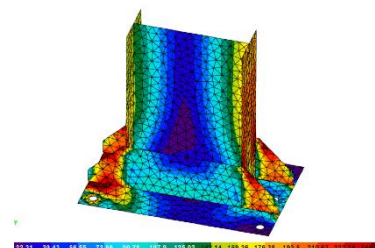
UNIÓN DE LA BASE DEL PILAR EXTERIOR (IPE500)



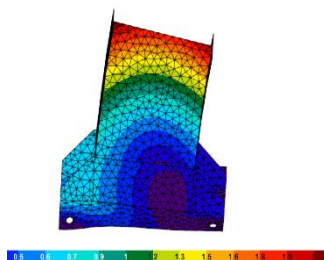
Geometría



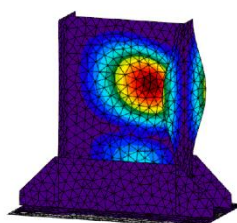
Aprovechamiento



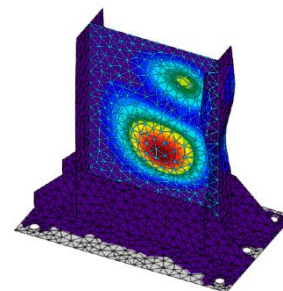
Tensiones



Desplazamientos

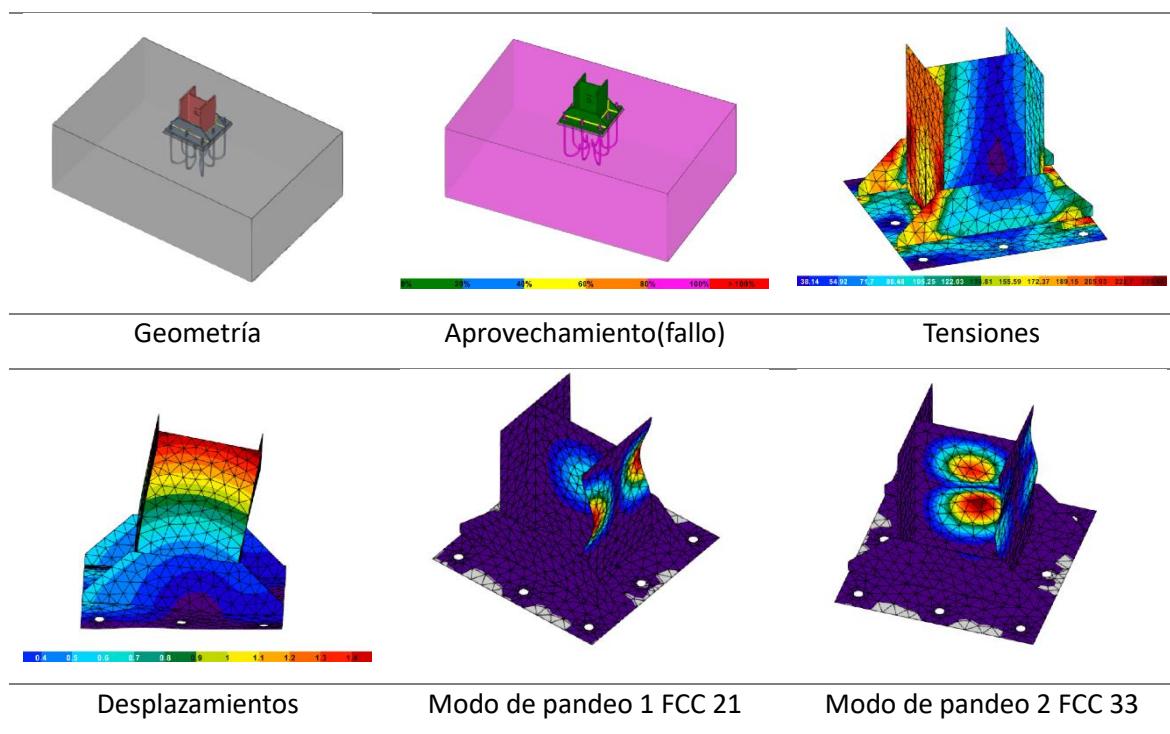


Modo de pandeo 1 FCC 9

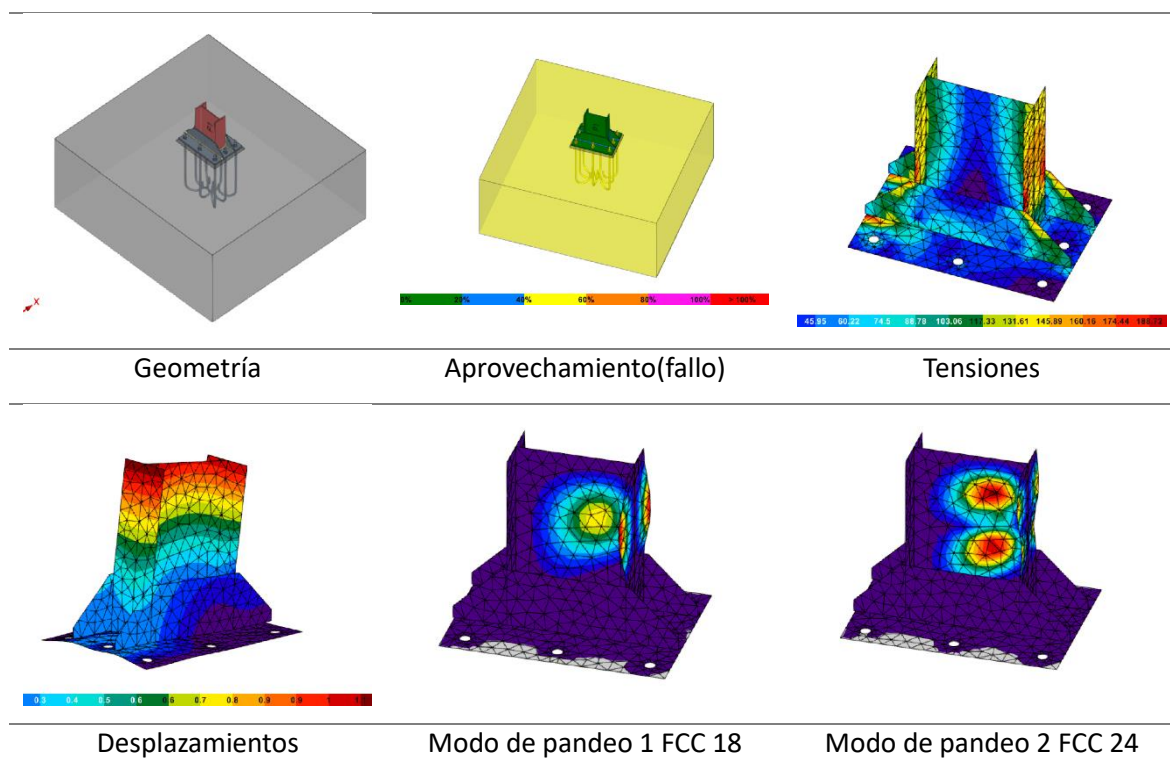


Modo de pandeo 2 FCC 10

UNIÓN DE LA BASE DEL PILAR INTERMEDIO (HEB300)

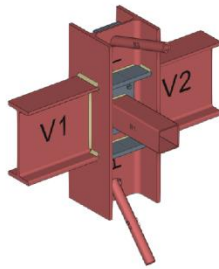


UNIÓN DE LA BASE DEL PILAR HASTIAL (IPE300)

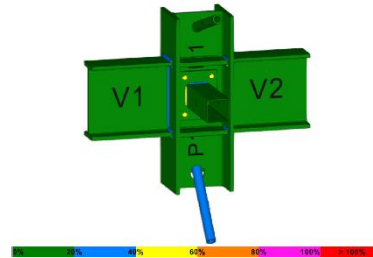


9.2 ANÁLISIS DE NUDOS (UNIONES MÚLTIPLES)

Nudo de las uniones del montante #120x5, tirantes ($\varnothing 45$ solo de análisis) y ménsula IPN380 al pilar intermedio HEB300



Geometría



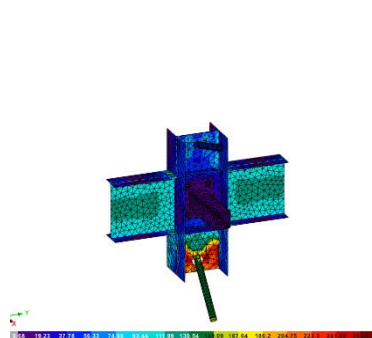
Aprovechamiento

Situaciones

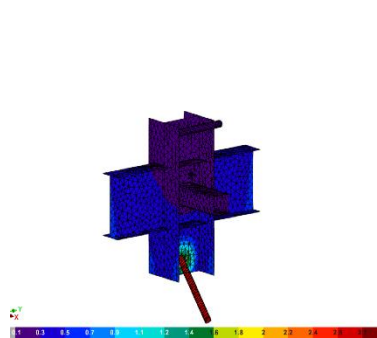
Puente grúa dominante combinada con el viento a 90°, el puente grúa se supone que frena en una dirección donde el viento V90 aporta un efecto desfavorable sobre el tirante (efecto que se tuvo en cuenta para el cálculo del tirante).

Efectos

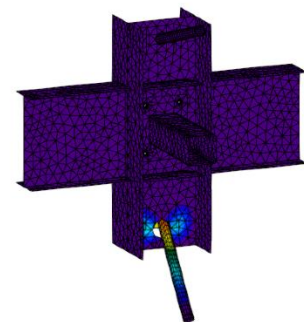
- Ménsulas ($V_{ed} = 371$ KN)
- Montante ($N_{ed} = -50.4$ KN)
- Tirante Superior ($N_{ed} = 0$ KN)
- Tirante Inferior ($N_{ed} = 250.7$ KN)



Tensiones



Desplazamientos

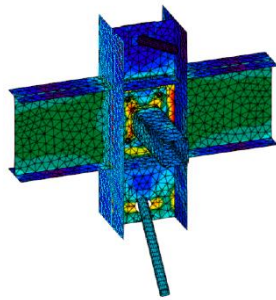


Pandeo FCC 37

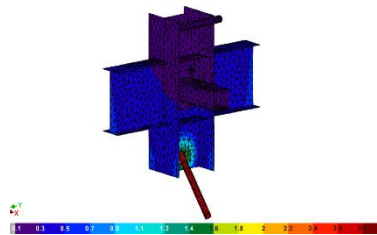
Puente grúa dominante combinada con el viento a 90º, el puente grúa se supone que frena en una dirección donde el viento V90 aporta un efecto desfavorable sobre el montante (efecto que se tuvo en cuenta para el cálculo del montante).

Efectos

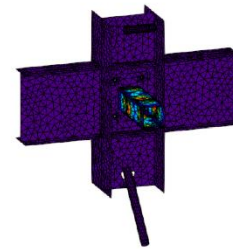
- Ménsulas (Ved = 371 KN)
- Montante (Ned = - 158 KN)
- Tirante Superior (Ned = 47.7 KN)
- Tirante Inferior (Ned = 0 KN)



Tensiones



Desplazamientos

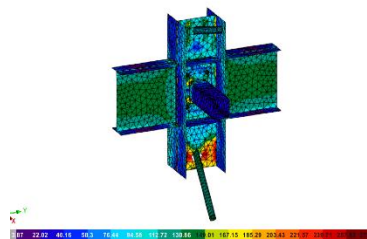


Pandeo FCC 20

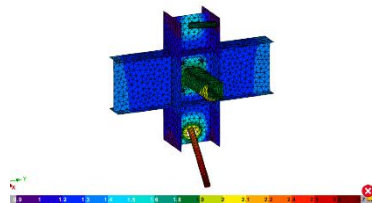
Viento a 0º dominante combinada con el puente grúa, el puente grúa se supone que frena en una dirección donde el viento V0 aporta un efecto de tracción sobre los elementos

Efectos

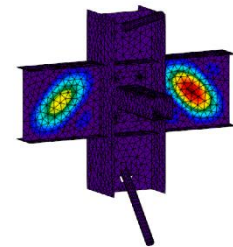
- Ménsulas (Ved = 371 KN)
- Montante (Ned = 73.5 KN)
- Tirante Superior (Ned = 79.5 KN)
- Tirante Inferior (Ned = 124.5 KN)



Tensiones



Desplazamientos

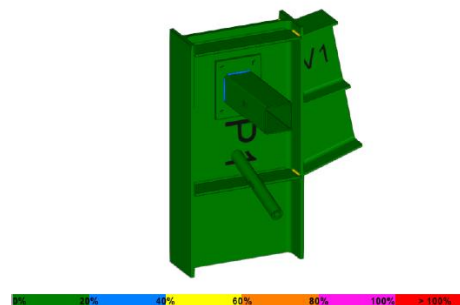


Pandeo FCC 47

Nudo de las uniones del montante #120x5, tirantes ($\varnothing 45$ solo de análisis) y dintel IPE300 al pilar exterior IPE500



Geometría



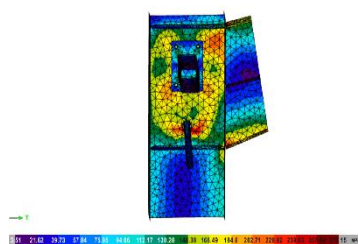
Aprovechamiento

Situaciones

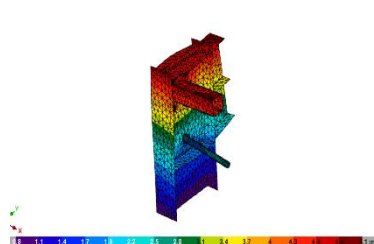
Nieve dominante combinada con el viento V0, aunque la combinatoria por el CTE exprese una reducción por los coeficientes de simultaneidad en este caso no se reducen efectos generados por el viento ya que los efectos son los transmitidos por el sistema arriostramiento (viento a nivel del suelo).

Efectos

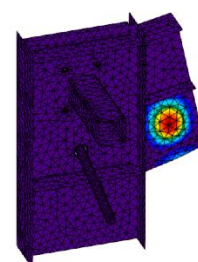
- Dintel (Ned = -89 KN; Ved = 67.3 KN; Med = 220 KNm)
- Montante (Ned = -72 KN)
- Tirante (Ned = 78 KN)



Tensiones

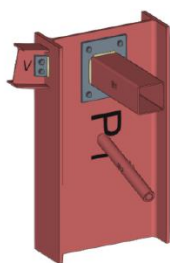


Desplazamientos



Pandeo FCC 10

Nudo de las uniones del montante #120x5, tirante ($\varnothing 45$ solo de análisis) y dintel hastial IPE160 al pilar exterior IPE500



Geometría

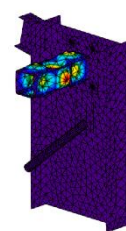
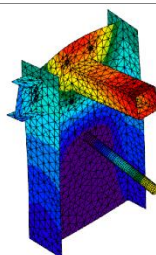
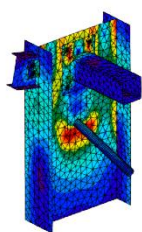
Aprovechamiento

Situaciones

Nieve dominante combinada con el viento V0, aunque la combinatoria por el CTE exprese una reducción por los coeficientes de simultaneidad en este caso no se reducen efectos generados por el viento ya que los efectos son los transmitidos por el sistema arriostramiento (viento a nivel del suelo).

Efectos

- Dintel Hastial (Ned = 24 kN; Ved = 10 kN)
- Montante (Ned = -43.5 kN)
- Tirante (Ned = 46.5 kN)

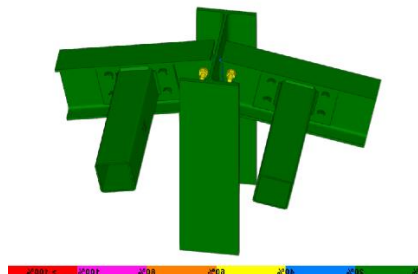
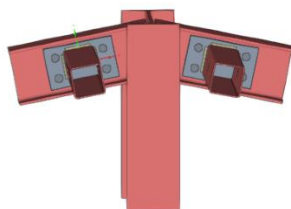


Tensiones

Desplazamientos

Pandeo FCC 75

Nudo de las uniones del montante #120x5 y dintel hastial IPE160 al pilar exterior IPE500



Geometría

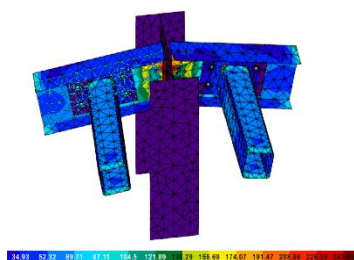
Aprovechamiento

Situaciones

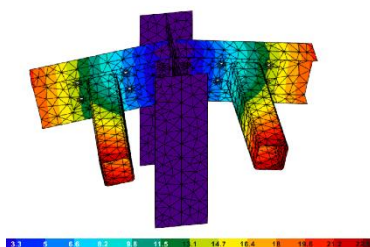
Nieve dominante combinada con el viento V90, aunque la combinatoria por el CTE exprese una reducción por los coeficientes de simultaneidad en este caso no se reducen efectos generados por el viento ya que los efectos son los transmitidos por el sistema arriostramiento (viento a nivel del suelo).

Efectos

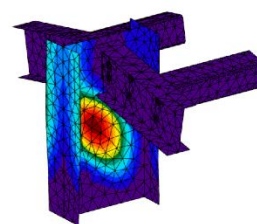
- Dintel Hastial ($N_{ed} = -32$ KN; $V_{ed} = 6$ KN)
- Montante ($N_{ed} = -21$ KN repartido para 2)



Tensiones

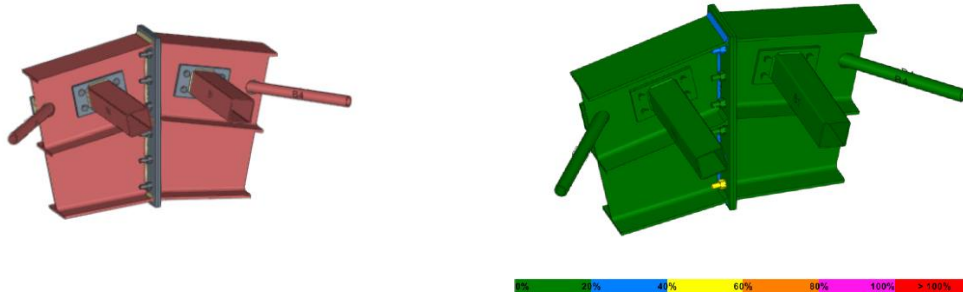


Desplazamientos



Pandeo FCC 83

Nudo de las uniones de la cumbrera con montantes (#90.4) y tirantes ($\varnothing 40$, solo de análisis) a los dinteles (IPE300 con cartelas)



Geometría

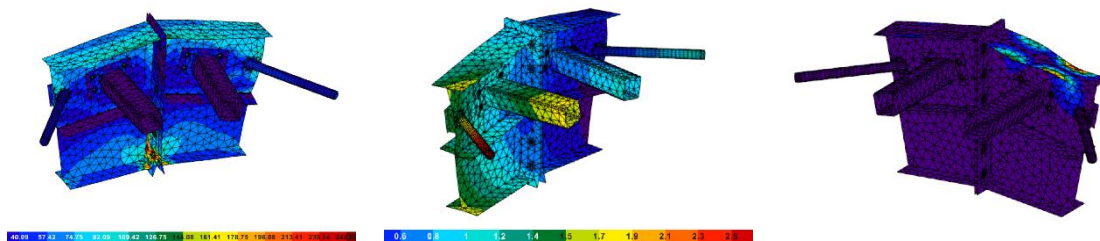
Aprovechamiento

Situaciones

Nieve dominante combinada con el viento V0, aunque la combinatoria por el CTE exprese una reducción por los coeficientes de simultaneidad en este caso no se reducen efectos generados por el viento ya que los efectos son los transmitidos por el sistema arriostramiento (viento a nivel del suelo).

Efectos

- Dinteles (Ned = -26.89 kN; Ved = 2 kN; Med = 79.8 kNm)
- Montante (Ned = -10.5 kN repartido para 2)
- Tirante izquierdo (Ned = 12.2 kN)
- Tirante derecho (Ned = 16.8 kN)

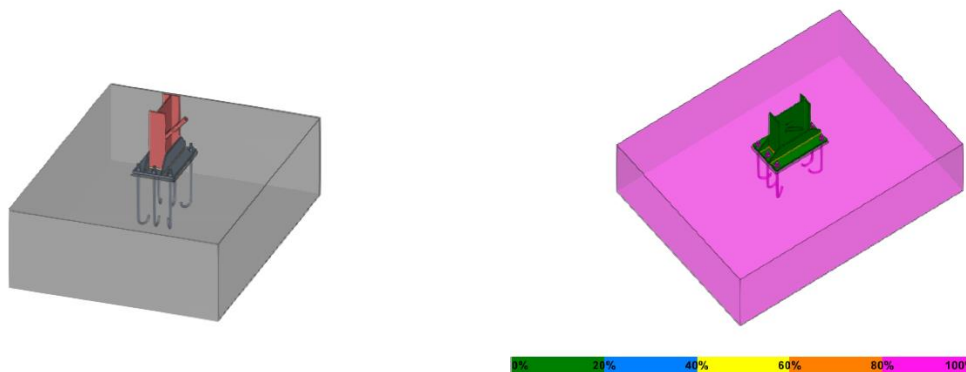


Tensiones

Desplazamientos

Pandeo FCC 46

Nudo de la unión de la base del pilar exterior IPE500 y tirante del arriostramiento



Geometría

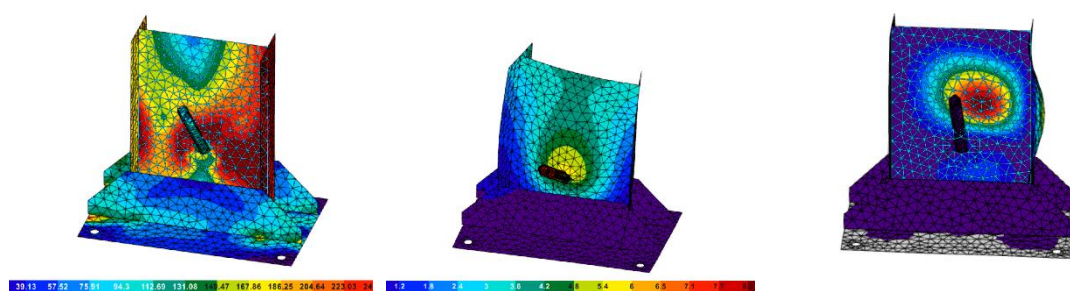
Aprovechamiento

Situaciones

Puente grúa dominante combinada con viento y nieve, el efecto del tirante es mayorado porque es generado por la frenada del puente grúa longitudinalmente. Los demás efectos corresponden al puente grúa con la frenada de la carga.

Efectos

- Dinteles ($N_{ed} = -428 \text{ KN}$; $V_{ed} = 77 \text{ KN}$; $M_{ed} = 361 \text{ KNm}$)
- Tirante ($N_{ed} = 88 \text{ KN}$)



Tensiones

Desplazamientos

Pandeo FCC 9

10 CONCLUSIÓN DEL CALCULO

En función del calculo realizado anteriormente se verifica que los elementos por los cuales está compuesta la estructura metálica serán los siguientes mostrados en la imagen que corresponde a una vista tridimensional de la nave.

