



Universidad de Valladolid



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

Máster en Ingeniería Industrial

MASTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL
ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES
UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

TRABAJO FIN DE MÁSTER

**DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIONES DE LOS
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UNA NAVE INDUSTRIAL**

Autor: D. Adrián Martín Rodríguez
Tutor: D. Mariano Cacho Pérez

Valladolid, Febrero, 2021



Universidad de Valladolid



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

Máster en Ingeniería Industrial

MASTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL
ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES
UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

TRABAJO FIN DE MÁSTER

**DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIONES DE LOS
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UNA NAVE INDUSTRIAL**

Autor: D. Adrián Martín Rodríguez
Tutor: D. Mariano Cacho Pérez

Valladolid, Febrero, 2021

RESUMEN

En el presente Trabajo Fin de Máster se expone el diseño de una nave industrial tipo para la realización del dimensionamiento de los elementos estructurales, de manera manual según la normativa aplicable, para la posterior comprobación de los resultados con el programa comercial SAP2000. Para ello, además de calcular el número de correas adecuadas para transmitir las cargas, será necesario determinar las acciones que pueden actuar sobre la estructura a lo largo de la vida útil de la construcción, y las posibles combinaciones de acciones. Por último, se lleva a cabo el diseño de una placa de anclaje y las comprobaciones necesarias para su correcta conexión a la cimentación por medio de los pernos de anclaje.

ABSTRACT

This Master's End Work sets out the design of a typical industrial ship for the realization of the sizing of structural elements, manually according to applicable regulations, for further verification of the results with the SAP2000 trading program. For this purpose, in addition to calculating the number of suitable belts to transmit the loads, it will be necessary to determine the actions that can act on the structure throughout the useful life of the construction, and possible combinations of actions. Finally, the design of an anchor plate and its connection screwed to the foundation is carried out by means of the anchoring bolts.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	3
1.2. OBJETIVOS	3
CAPÍTULO 2	5
ESTADO DEL ARTE	5
2.1. ANTECEDENTES	7
2.2. NORMATIVA APLICABLE.....	8
2.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES.....	9
2.4. PROGRAMA DE CÁLCULO EMPLEADO.....	10
2.5. DESCRIPCIÓN DE LA NAVE INDUSTRIAL	10
CAPÍTULO 3	15
ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA.....	15
3.1. CÁLCULO DE CARGAS APLICADAS SOBRE LA ESTRUCTURA....	17
3.1.1. Acción variable de uso.....	17
3.1.2. Acción variable de nieve.....	18
3.1.3. Acción variable térmica	20
3.1.4. Acción variable de viento	20
3.1.5. Acción permanente, peso propio.....	35
3.1.6. Acción accidental de sismo.....	37
3.2. ESTADOS LÍMITE.....	38
3.3. COMBINACIONES DE ACCIONES.....	39
CAPÍTULO 4	45
CORREAS Y ELEMENTOS DE CERRAMIENTO	45
4.1. CÁLCULO DEL NÚMERO DE CORREAS NECESARIAS	47
4.1.1. Correas de cubierta	47
4.1.2. Correas de paramentos verticales.....	52
4.2. COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS DE CERRAMIENTO.....	54
4.2.1. Panel sándwich de cubierta	54
4.2.2. Panel sándwich de paramentos verticales	55
CAPÍTULO 5	57
MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	57
5.1. GEOMETRÍA, MATERIALES Y SECCIONES.....	59
5.2. CORREAS Y ELEMENTOS DE CERRAMIENTO	67
5.3. COMBINACIÓN DE ACCIONES Y APLICACIÓN DE CARGA	71

CAPÍTULO 6	77
DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIONES	77
6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..	79
6.1.1. Pilares intermedios	79
6.1.2. Pilares hastiales	95
6.1.3. Pilarillos	108
6.1.4. Dinteles intermedios	118
6.1.5. Dinteles hastiales	132
6.1.6. Dinteles de cerramiento practicable	145
6.1.7. Dinteles de refuerzo	154
6.1.8. Correas	166
6.1.9. Resumen del dimensionado	176
6.2. COMPROBACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON SAP2000	177
6.3. VISTA 3D DE LA NAVE INDUSTRIAL	180
CAPÍTULO 7	183
PLACA DE ANCLAJE	183
7.1. DISEÑO DE LA PLACA DE ANCLAJE	185
7.2. COMPROBACIONES DE PLACA Y PERNOS DE ANCLAJE	195
CAPÍTULO 8	203
CONCLUSIONES	203
8.1. CONCLUSIONES	205
CAPÍTULO 9	209
BIBLIOGRAFÍA	209
9.1. BIBLIOGRAFÍA	211

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCIÓN

Las naves industriales son construcciones diseñadas y construidas para realizar cualquier actividad industrial. Además, son una solución cada vez más empleada para almacenes y usos comerciales debido a la gran versatilidad en su utilización y a la facilidad para disponer de grandes espacios diáfanos, con el consiguiente aprovechamiento de espacio útil.

Las actividades industriales implican uno de los principales avances de la actividad económica de un país, por lo que cada vez es más habitual el crecimiento de los polígonos industriales donde se sitúan.

Existen diferentes tipos de naves industriales en cuanto al material de fabricación, desde las construidas en acero estructural hasta las ejecutadas en hormigón o mixtas de ambos materiales. Cada una de ellas presenta sus ventajas e inconvenientes, siendo el proyectista el encargado de determinar la solución más idónea para cada aplicación. No obstante, el diseño no es único, pudiéndose encontrar dos naves industriales empleadas para la misma finalidad con diferentes soluciones constructivas.

El principal objetivo de este trabajo es la realización del diseño y cálculo de los principales elementos estructurales de una nave industrial, de tipología estructura metálica, apoyándose para ello del programa comercial SAP2000.

Se propone el diseño de una construcción industrial de dimensiones habituales, considerando todos los aspectos constructivos necesarios. Se ubica en la provincia de Valladolid, aunque no se indica el emplazamiento exacto ni la finalidad de la misma debido a que el objeto del presente trabajo es el dimensionamiento de los principales elementos estructurales.

Para ello, es necesario determinar las acciones y sus posibles combinaciones, así como el modelado de la construcción industrial proyectada en SAP2000 para la obtención de los esfuerzos que solicitan a cada uno de los elementos que componen la estructura.

El dimensionamiento de los elementos constructivos se va a efectuar siguiendo las indicaciones de la Instrucción de Acero Estructural (EAE), comprobando los resultados obtenidos con los del software de cálculo SAP2000.

En último lugar, se va a establecer un diseño de la placa de anclaje necesaria para transmitir los esfuerzos a la cimentación, así como las comprobaciones asociadas a los pernos de anclaje propuestos.

1.2. OBJETIVOS

El objeto principal del presente trabajo consiste en la aplicación de los conocimientos adquiridos en el cálculo estructural asociados al ámbito industrial.

Se ha indicado en el apartado de introducción que, a lo largo de este trabajo se va a diseñar una nave industrial con programa de cálculo SAP2000, teniendo en cuenta todos los elementos constructivos necesarios.

Se va a realizar el dimensionamiento de los elementos estructurales de una nave industrial tipo, para la posterior comprobación de los resultados con el mencionado programa comercial.

Como objetivos secundarios, se pueden citar los que se enumeran a continuación:

- Conocer los tipos de naves industriales, su composición y las ventajas e inconvenientes de los materiales empleados.
- Manejo y profundización en la normativa de aplicación.
- Cálculo de acciones según el Código Técnico de la Edificación (CTE).

- Aprendizaje del programa de cálculo estructural SAP2000.
- Analizar los resultados y proponer mejoras constructivas.
- Conocimiento del cálculo de correas.
- Diseño de placas de anclaje.
- Realización de comprobaciones de una unión.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE

2.1. ANTECEDENTES

Una estructura es el conjunto estable de elementos resistentes adecuadamente unidos entre sí, cuya finalidad es soportar las cargas que recibe la construcción y transmitir las a los apoyos, manteniendo para ello la forma inicial sin sufrir deformaciones incompatibles.

De manera general, para el diseño de una estructura se deberán tener en cuenta los aspectos que se enumeran a continuación:

- Resistencia y estabilidad: los elementos se deberán dimensionar para que en ninguna situación se sobrepasen las tensiones admisibles en los materiales como consecuencia de la actuación de las cargas a las que están sometidos.
- Aptitud al servicio: las deformaciones y vibraciones de los elementos estructurales deberán mantenerse dentro de unos límites, de forma que se mantenga la integridad estructural y no se afecte al confort de los usuarios.
- Durabilidad: toda construcción se diseña para que la influencia de las posibles acciones químicas, físicas o biológicas no comprometa la capacidad portante de la misma.
- Aspecto económico: no se deberá incurrir en costes innecesarios para no encarecer el precio de las construcciones. Como se sabe, afecta a todo tipo de proyectos.

Por su parte, una nave industrial es una construcción diseñada y construida para llevar a cabo cualquier actividad industrial. Aplicaciones típicas son el almacenaje, fabricación, manutención, montaje o distribución de productos o mercancías. Para lograr una mayor versatilidad en su utilización, suelen ser construcciones diáfanas logrando así un mayor aprovechamiento de su espacio útil.

Las naves industriales permiten salvar grandes luces sin apoyos intermedios, normalmente hasta 30 metros, dependiendo de la tipología estructural empleada. La mayor parte de las naves industriales se materializan con acero estructural, aunque también se puede hacer uso de estructuras mixtas de acero y hormigón, o directamente realizarlas con este último material (1).

De manera general las acciones gravitatorias de este tipo de estructuras son reducidas. Como consecuencia de la elevada esbeltez, se ha de tener en cuenta que las cargas horizontales y los fenómenos de inestabilidad pueden ser muy importantes en este tipo de construcciones.

Para finalizar con este apartado, se van a explicar brevemente los elementos estructurales genéricos de los que se compone cualquier tipo de estructura (2) (3):

- Cimentación: son los elementos estructurales cuya función es transmitir al terreno las cargas actuantes sobre la estructura. Se ha de tener en cuenta que el terreno ha de ser capaz de resistir los esfuerzos transmitidos sin superar su capacidad portante. Existen diferentes clasificaciones de las cimentaciones, pudiendo ser superficiales o profundas. Todas ellas deberán comprobarse como sólido rígido, es decir, a vuelco, hundimiento y deslizamiento.
- Placa de anclaje: también denominadas placas de base, o basas, son el elemento mayormente empleado para unir los soportes a las cimentaciones. Estos elementos transmiten y distribuyen las cargas recibidas por los pilares hasta la cimentación.
- Pilares o columnas: son los elementos estructurales con disposición vertical, capaces de soportar los esfuerzos transmitidos por las vigas. A su vez, descansan y transmiten las cargas recibidas a las cimentaciones. Los pilares están sometidos a esfuerzos de compresión y / o flexión, y por lo tanto, a los efectos de pandeo.
- Pilarillos: son los elementos estructurales con disposición vertical situados en los pórticos hastiales o extremos de la construcción.

- Dinteles o vigas: son los elementos estructurales con disposición horizontal o con inclinación, que reciben las cargas de los elementos de cubierta y las transmiten a los pilares sobre los que están apoyados. Soportan esfuerzos principalmente de flexión y cortadura. En las situaciones en las que las cargas horizontales sean elevadas, también estarán sometidas a esfuerzos axiales.
- Cabios o vigas de atado: son los elementos estructurales cuya misión es arriostrar la nave longitudinalmente. Suelen estar dispuestos en cabeza de pilares para mejorar el comportamiento en el eje débil de los pilares. Se puede decir que unen los pilares de los pórticos consecutivos.
- Cruces de San Andrés: son los elementos estructurales dispuestos en las crujías entre pórticos para arriostrar longitudinalmente la construcción. Además, sirven para reducir las longitudes de pandeo de los dinteles o cordones superiores.
- Correas: son los elementos estructurales que, apoyados en los dinteles o cerchas de la cubierta y sobre los que se disponen los dispositivos de cerramiento, transmiten las cargas que reciben estos últimos a los dinteles o cerchas considerados en la construcción.
- Ejiones: consisten en un elemento metálico cuya misión es realizar la unión, generalmente atornillada, de las correas con los dinteles o de diferentes correas entre sí.
- Elementos de cerramiento: son los elementos que, como su propio nombre indica, constituyen el medio de separación entre el interior y exterior de la construcción. Existen diferentes tipos de cerramientos, pero generalmente se emplean paneles sándwich por su reducido peso, facilidad de montaje y buenas propiedades frente a la temperatura, humedad, corrosión, entre otras.

2.2. NORMATIVA APLICABLE

En este apartado se van a citar los documentos normativos empleados para llevar a cabo el diseño y cálculo de la nave industrial objeto de este trabajo. Como se sabe, todo proyecto debe realizarse y está sujeto a normativa. Únicamente se van a exponer los archivos aplicados a lo largo de este trabajo. Los documentos utilizados son los que se enumeran a continuación:

- Código Técnico de la Edificación (CTE): conjunto de documentos por medio de los cuales se exigen los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad que han de cumplir las diferentes edificaciones. Está constituido por diferentes documentos básicos, siendo los siguientes los empleados en este trabajo:
 - Documento Básico de Seguridad Estructural (CTE-DB-SE)
 - Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación (CTE-DB-SE-AE)
 - Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero (CTE-DB-SE-A)
- Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02): documento empleado para la determinación de la posible acción sísmica dentro del territorio español.
- Eurocódigos Estructurales (EC): conjunto de normas de carácter voluntario y origen europeo redactadas con la finalidad de unificar criterios y normativas en lo referente al diseño, cálculo y dimensionado de elementos estructurales.
 - Eurocódigo 1 - Acciones (EC1)
 - Eurocódigo 3 - Estructuras de acero (EC3)
- Instrucción de Acero Estructural (EAE): reglamentación aplicable a las estructuras de acero para garantizar la seguridad estructural y funcionalidad de éstas, tanto en los aspectos relativos a estados límite últimos o de servicio de las estructuras construidas en acero. Este documento va a ser el principal apoyo para la realización de las comprobaciones.

- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08): documento cuyo objetivo es regular el proyecto, ejecución y control de las estructuras de hormigón, tanto en el ámbito de la edificación como de la ingeniería civil, teniendo en cuenta la seguridad estructural de las mismas.

2.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

Como se ha indicado en el apartado anteriores, la mayor parte de las naves industriales están construidas en acero estructural, aunque también pueden llevarse a cabo por medio de estructuras de hormigón o bien, mixtas de acero y hormigón.

Seguidamente se van a detallar algunas de las ventajas e inconvenientes de ambos materiales constructivos (4):

- Resistencia estructural: el hormigón presenta una buena resistencia a compresión pero no a tracción. Por ello, precisa de armaduras activas y / o pasivas para soportar dichos esfuerzos. Por su parte, la resistencia del acero es muy superior, por lo que para soportar los mismos esfuerzos bastará con una menor sección. Debido a la gran esbeltez de los elementos construidos en acero, se deberá prestar especial atención en los posibles fallos por inestabilidad.
- Durabilidad: el hormigón posee una buena durabilidad, ya que presenta una buena adherencia con las armaduras de acero que lleva embebido. Ocurre lo contrario con el acero estructural, que precisa de un recubrimiento que evite los efectos de la corrosión.
- Resistencia al fuego: el hormigón es un material muy resistente al fuego, por lo que no necesita ningún tipo de protección adicional. Es debido a que es mal conductor del calor y es un material incombustible. El efecto contrario ocurre en el acero, debiéndose proteger frente al fuego por medio de recubrimientos o refuerzos, como pueden ser los cajeados de las secciones metálicas.
- Ejecución: el acero presenta una mayor rapidez de ejecución que el hormigón, pues este último precisa de un tiempo de fraguado y secado cercano a un mes para que alcance la resistencia suficiente.
- Peso: debido a la mayor resistencia estructural del acero, para soportar las mismas tensiones es necesaria una sección de menores dimensiones con respecto a una ejecutada con hormigón. Se trata de un factor importante en las construcciones industriales.
- Reciclaje: las estructuras de acero se pueden reciclar sin perder sus excelentes propiedades mecánicas. No obstante, el hormigón es un material no recuperable tras la vida útil de las construcciones.

La nave industrial de este trabajo se va a llevar a cabo en acero estructural, principalmente por su bajo peso, la posibilidad de salvar grandes luces y por ser el material por excelencia en las construcciones industriales. Además de las citadas, otras ventajas del acero son la uniformidad de las propiedades, facilidad para realizar las uniones, o propiedades como la tenacidad.

Para concluir este apartado, se van a exponer las propiedades del acero estructural empleado en la nave industrial. Existen diferentes tipos de acero, cuya designación está normalizada por los documentos UNE EN 10025 y UNE EN 10210-1. Se trata de una combinación alfanumérica del tipo “S275JR”, donde la primera letra hace referencia al material, acero en su denominación inglesa (*Steel*), la cantidad numérica establece el límite elástico en N/mm² (MPa), y las últimas siglas indican la soldabilidad del tipo de acero, pudiendo caracterizarse principalmente en “JR”, “J0” y “J2”, de menor a mayor soldabilidad.

Por lo tanto, el acero empleado en la construcción de este trabajo es acero “S275JR”, que es el empleado en las construcciones en las que no se requieren altas exigencias de soldabilidad. Se

ha de añadir que el material de las correas es acero galvanizado de grado "S235". Las propiedades más importantes del acero "S275JR" son las siguientes:

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad (E)	210000 N/mm ² (MPa)
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Módulo de elasticidad transversal (G)	80769,23 N/mm ² (MPa)
Coefficiente de dilatación lineal (α)	1,2 · 10 ⁻⁵ °C ⁻¹
Densidad (γ)	7850 kg/m ³
Límite elástico (f _y)	275 N/mm ² (MPa)
Límite de rotura último (f _u)	410 N/mm ²

Tabla 1. Propiedades del acero de grado "S275JR".

2.4. PROGRAMA DE CÁLCULO EMPLEADO

En este apartado se va a explicar brevemente la utilidad del programa empleado en el cálculo estructural, SAP2000, así como algunas de las funciones más empleadas. SAP2000 es un software de elementos finitos que permite la modelación, análisis y dimensionado de todo tipo de elementos, objetos o estructuras. Para ello dispone de un potente interfaz gráfico 3D (5).

Se trata de un programa versátil y flexible en el que se puede realizar un análisis de tipo lineal, no lineal, estático o dinámico de todo tipo de estructuras, realizadas en acero, hormigón, aluminio, o cualquier otro material a través de la inclusión de sus propiedades en el programa de cálculo.

SAP2000 dispone de un conjunto de plantillas que sirven como base y facilitan el desarrollo de las diferentes geometrías que se desean analizar. En este trabajo se va a emplear en todo caso un sistema espacial de líneas de referencia (*Grid Lines*). Éstas sirven de guía para la definición de la geometría que se desea modelar, por medio de la introducción en el programa del número de líneas de referencia y su espaciado en las tres direcciones del espacio.

Este programa de análisis estructural calcula, haciendo uso del método de elementos finitos, las fuerzas, esfuerzos y deformaciones de los elementos estudiados. Además, los resultados se pueden obtener en forma de tablas o gráficamente.

Por todo ello, a lo largo de este trabajo se va a emplear este programa para la obtención de los esfuerzos a los que están sometidos los diferentes elementos que componen la nave industrial de estudio, modelando para ello la estructura y definiendo las cargas actuantes consideradas sobre la misma. Además, el propio software tiene la opción de llevar a cabo un dimensionamiento de la estructura para comprobar los resultados obtenidos.

2.5. DESCRIPCIÓN DE LA NAVE INDUSTRIAL

En este capítulo se va a llevar a cabo una descripción de la geometría de la nave industrial que se va a proyectar para la realización del dimensionamiento y comprobaciones posteriores. Se van a definir las principales características de la construcción, las disposiciones constructivas, así como sus dimensiones y de los elementos que la conforman.

La nave industrial estudiada en este trabajo se va a situar en la provincia de Valladolid, más concretamente en uno de sus polígonos industriales. Debido a que el objetivo de este proyecto

es la realización de las comprobaciones de los elementos estructurales de la construcción, no se va a detallar su emplazamiento exacto. Basta con conocer la provincia en la que se va a llevar a cabo la nave industrial para la obtención de los valores de las acciones que van a actuar sobre la estructura, como así se indicará en la siguiente sección.

Como se ha indicado en el apartado relativo a las consideraciones previas, las naves industriales generalmente son concebidas como construcciones diáfanas con la finalidad de una mejor utilización del espacio útil. Por ello, la nave proyectada cuenta con un solo cuerpo, es decir, no dispone de filas de pilares intermedios. Esta consideración se debe a que, para la realización de las comprobaciones que se han de llevar a cabo, estas disposiciones constructivas aportan lo mismo que una de mayor simplicidad.

La nave industrial proyectada se caracteriza por ser una edificación de sencillez constructiva representativa de la mayor parte de las naves industriales. Se trata de una construcción de una sola planta, es decir, sin forjados intermedios, conformada por una cubierta a dos aguas.

Dispondrá de 9 pórticos con un módulo, o separación longitudinal entre pórticos, de 5 metros, dando lugar a una longitud total de 40 metros. En dirección ortogonal, presenta una luz de 25 metros. En cuanto a la altura máxima de la nave, o altura a cumbre, es de 10 metros, siendo la altura de los pilares de 8 metros. Según las dimensiones mencionadas, el ángulo de los faldones de la cubierta es de $9,09^\circ$. A continuación, se expone el pórtico tipo, que se corresponde con los pórticos intermedios de la nave.

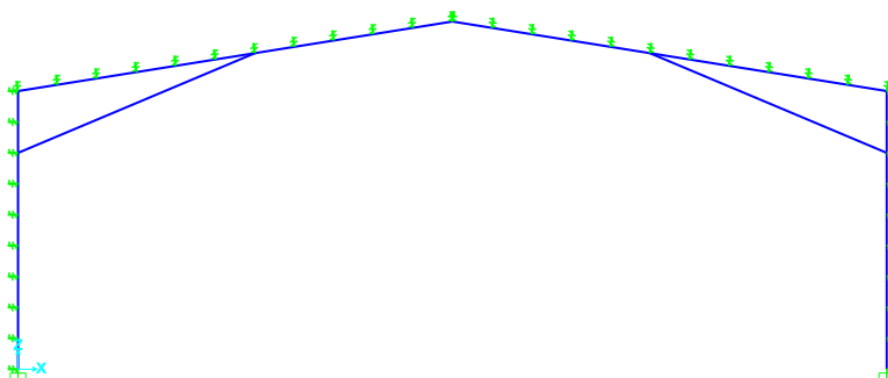


Figura 1. Pórtico tipo intermedio de la nave industrial.

Los pórticos hastiales o extremos de la construcción difieren ligeramente de los pórticos intermedios. Ambos cuentan con un cerramiento practicable centrado en la fachada hastial, de 6 metros de longitud y 5 metros de altura. Además, dichos pórticos disponen de cuatro pilarillos, dos centrales cuya misión es perimetrar el cerramiento practicable, y los otros dos dispuestos con la finalidad de reducir la distancia de apoyo entre correas pertenecientes a las fachadas hastiales. De esta manera, se consigue una distancia entre pilares de esquina y pilarillos de 4,75 metros, y entre pilarillos centrales, de 6 metros. En la siguiente ilustración se muestran las características de uno de los pórticos hastiales.

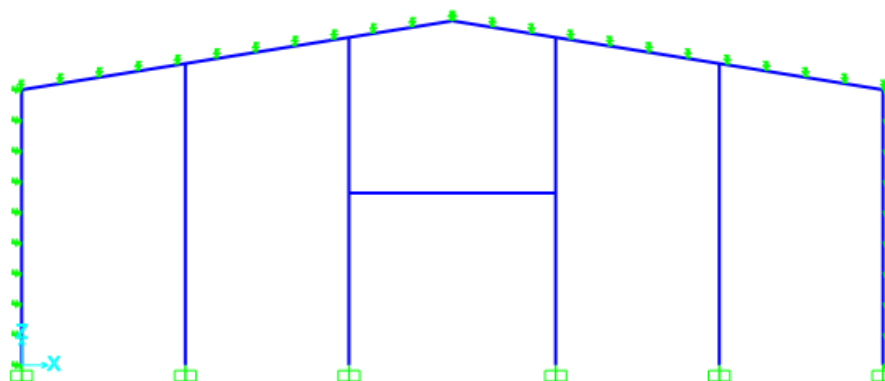


Figura 2. Pórtico hastial con pilarillos y cerramiento practicable.

Cabe mencionar la consideración de huecos para la entrada de viento exterior. Éstos son, además de los cerramientos practicables indicados, unos lucernarios de tipo ventana que permiten la entrada de luz natural al interior de la nave industrial. Son elementos que permiten su apertura, con lo que se van a tener en cuenta en el estudio de los efectos del viento en la estancia interior de la construcción.

Sus dimensiones son de 2 metros de longitud y 1 metro de altura y están dispuestos en todas las crujías de las fachadas laterales, cuyo punto medio está a una altura de 7 metros. En las fachadas hastiales están situados a la misma elevación, y existen 3 elementos repartidos en cada una.

Todos los pilares y dinteles que conforman los pórticos intermedios van a ser de la serie HEB. Se van a emplear unas secciones rectangulares de unión entre pilares y dinteles con la finalidad de reforzarlos, así como para absorber parte del esfuerzo axial al que están sometidos. Por su parte, los pórticos hastiales y los dinteles de los cerramientos practicables, debido a las reducidas cargas a los que están sometidos, serán perfiles de la serie IPE.

En cuanto a las correas, se van a emplear perfiles conformados en Z. Existe un apartado destinado al estudio del número de correas necesarias para transmitir las cargas que reciben a los dinteles, o pilares en su caso. También se determina la separación existente entre correas para la posterior comprobación de la validez del elemento de cerramiento empleado.

Como elemento de cerramiento se va a utilizar panel sándwich de la marca Dippanel, tanto para la cubierta como para los paramentos verticales. Su amplio empleo es debido a la idoneidad de este tipo de configuración constructiva en naves industriales por su reducido peso. Se explicará con mayor detalle sus características técnicas en la sección de cargas permanentes que actúan sobre la estructura.

Para finalizar con este apartado, se muestran de manera esquemática las características geométricas, y una ilustración de la estructura de la nave industrial proyectada:

- Altura máxima de los pilares: 8 m.
- Altura máxima de la cubierta hasta cumbrera: 10 m.
- Luz: 25 m.
- Longitud: 40 m.
- Superficie en planta: 1000 m².
- Número de pórticos: 9.
- Módulo: 5 m.
- Pendiente de cada faldón de cubierta: 9,09°.
- Dimensiones de cerramientos practicables: 30 m².
- Dimensiones de lucernarios: 2 m².

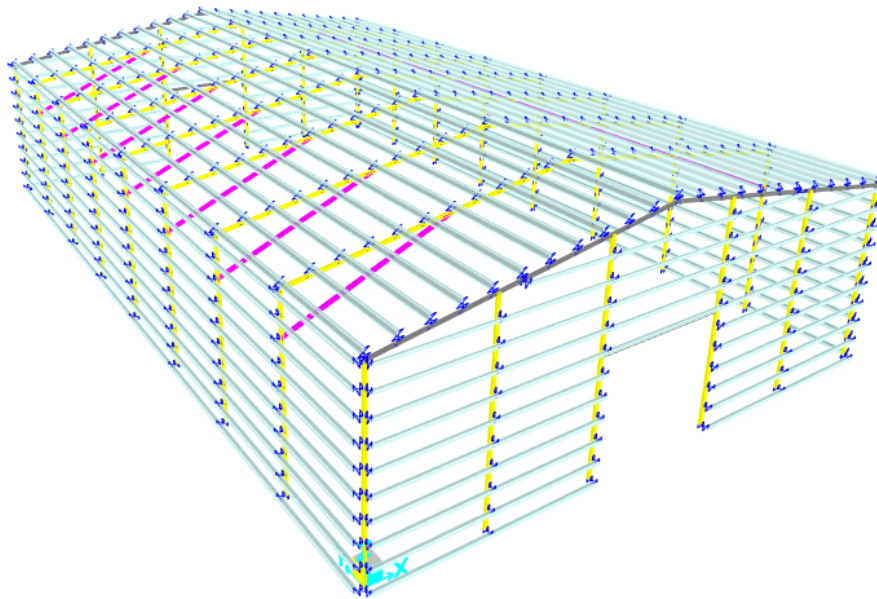


Figura 3. Estructura de la nave industrial proyectada.

CAPÍTULO 3

ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

3.1. CÁLCULO DE CARGAS APLICADAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Como se ha indicado en el apartado introductorio, se va a realizar el dimensionamiento y las comprobaciones correspondientes a partir de los valores de los esfuerzos obtenidos del programa de cálculo SAP2000. Para ello, es necesario determinar en primer lugar las cargas a las que va a estar sometida la estructura de estudio.

En este apartado se va a realizar una estimación de las cargas aplicadas sobre la estructura, o que pueden llegar a actuar en cualquier momento de la vida útil de la construcción considerada. Para la determinación de las acciones se va a emplear el Documento Básico “Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación” del Código Técnico de la Edificación, es decir, CTE-DB-SE-AE.

En este trabajo, se va a considerar que la nave industrial tiene su emplazamiento en un polígono industrial de la zona de Valladolid, de manera que las acciones a estudiar son las siguientes:

- Acción variable de uso
- Acción variable de nieve
- Acción variable térmica
- Acción variable de viento
- Acción permanente, peso propio
- Acción accidental de sismo

A continuación, se va a ir explicando de manera detallada el proceso para obtener los valores de cálculo de las citadas cargas.

3.1.1. Acción variable de uso

Este tipo de sobrecarga hace referencia al peso de cualquier elemento que pueda gravitar sobre la estructura debido a su uso. De manera general, los efectos de este tipo de carga se pueden estudiar a través de la aplicación de una carga uniformemente distribuida.

Existen diferentes categorías de la sobrecarga de uso, destinadas principalmente para aplicaciones en edificios. No suele ser habitual encontrarse con naves industriales en las que las cubiertas sean accesibles. Por este motivo, la sobrecarga de uso no se va a considerar en este trabajo. En la siguiente ilustración se puede observar un extracto del Código Técnico de la Edificación (CTE) relativo a las cargas de utilización.

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

Figura 4. Valores característicos de las sobrecargas de uso (6).

3.1.2. Acción variable de nieve

La distribución e intensidad de esta acción es función de diferentes parámetros, como pueden ser el clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno o la forma de la cubierta, entre otros.

El valor de la sobrecarga de nieve, obtenido del CTE-DB-SE-AE viene dado por la siguiente expresión:

$$q_n = \mu * s_k$$

Donde “ μ ” es el coeficiente de forma de la cubierta, y “ s_k ” es el valor característico de la carga de nieve aplicado sobre un terreno horizontal.

El coeficiente de forma adquiere el valor de la unidad cuando no hay impedimento al deslizamiento de la nieve y el ángulo de inclinación de la cubierta es menor de 30° , como es el caso de la construcción estudiada. Además, la nave no está ni especialmente expuesta ni especialmente protegida de los efectos de la nieve, por lo que el valor de 1 para el coeficiente de forma se considera adecuado.

En cuanto al valor característico de la carga de nieve, “ s_k ”, depende de los factores citados al comienzo de la explicación de este apartado. Como se ha indicado, la nave industrial está situada en un polígono industrial de Valladolid. Dicha capital presenta una altitud de 690 metros sobre el nivel del mar (msnm), y pertenece a la zona climática 3 de invierno, tal y como se puede observar en la siguiente ilustración.



Figura 5. Zonas climáticas de invierno (6).

Teniendo en cuenta la zona climática, e interpolando con los datos de la siguiente ilustración, se obtiene un valor característico de la carga de nieve de $0,39 \text{ kN/m}^2$.

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

Figura 6. Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²) (6).

Con lo que el valor de la sobrecarga de nieve es:

$$q_n = \mu * s_k = 1 * 0,39 \frac{kN}{m^2} = 0,39 \frac{kN}{m^2}$$

Un valor similar para la sobrecarga de nieve se podría haber obtenido directamente a través del empleo de otra tabla del Documento Básico del CTE, directamente eligiendo la capital de provincia. De esta manera, se obtiene un valor característico de la carga de nieve “s_k” de 0,4 kN/m². Se puede comprobar que ambos valores son similares, con lo que este proceso sirve de corroboración de los cálculos efectuados.

Se ha de tener en cuenta que este valor de carga de nieve es sobre proyección horizontal, es decir, en dirección de la gravedad y no en dirección normal a la superficie de la cubierta. Si se desea conocer el valor de la sobrecarga de nieve sobre la cubierta, se ha de tener en cuenta la inclinación de la misma, pero debido a que SAP2000 permite introducir cargas en direcciones locales y globales de la estructura, se va a emplear el valor anteriormente calculado.

Además, todas las cargas van a ser aplicadas en el software como cargas distribuidas en elementos área, por lo que las unidades requeridas son del tipo kN/m². Si no se empleasen elementos área, bastaría con multiplicar los valores obtenidos de las cargas por el módulo, que son 5 metros, para obtener las sobrecargas distribuidas aplicadas directamente sobre los pilares o dinteles de la construcción. Esta consideración es válida para los elementos estructurales intermedios, mientras que para los pórticos hastiales habría que multiplicar las cargas por la mitad del módulo, en este caso 2,5 metros, ya que soportan la mitad de las cargas de la estructura.

Sirva como ejemplo, la carga de nieve aplicada sobre los pórticos intermedios y hastiales sería la siguiente. También se ha de tener en cuenta la inclinación de la cubierta por tratarse de una carga de proyección horizontal.

$$NO_{intermedios} = 0,39 \frac{kN}{m^2} * m * \cos \alpha = 0,39 \frac{kN}{m^2} * 5 m * \cos(9,09) = 1,9255 \frac{kN}{m}$$

$$NO_{hastiales} = 0,39 \frac{kN}{m^2} * \frac{m}{2} * \cos \alpha = 0,39 \frac{kN}{m^2} * \frac{5}{2} m * \cos(9,09) = 0,9628 \frac{kN}{m}$$

No obstante, a lo largo de este trabajo se van a aplicar las cargas distribuidas sobre elementos tipo área.

Para finalizar con el estudio de la nieve, se han de considerar las posibles distribuciones asimétricas de nieve debidas al transporte de ésta por efecto del viento. Esta consideración se tiene en cuenta reduciendo a la mitad el coeficiente de forma en las partes en que la acción sea favorable.

De esta manera, surgen tres hipótesis de nieve, el caso de nieve simétrica “N0”, nieve asimétrica a la izquierda “N1”, es decir, menor cantidad de nieve en la cubierta izquierda de la nave, y nieve asimétrica a la derecha “N2” con una reducción de nieve en la cubierta derecha de la nave industrial.

Por lo tanto, los valores de la sobrecarga de nieve para las tres hipótesis citadas, relativas a las regiones izquierda y derecha de la cubierta, se muestran en la siguiente tabla. Se ha de tener en cuenta que no se pueden producir de manera simultánea más de una hipótesis de nieve.

Hipótesis de nieve	Zona de la cubierta	
	Izquierda	Derecha
N0	0,39 kN/m ²	0,39 kN/m ²
N1	0,195 kN/m ²	0,39 kN/m ²
N2	0,39 kN/m ²	0,195 kN/m ²

Tabla 2. Hipótesis de nieve consideradas.

3.1.3. Acción variable térmica

Las estructuras pueden estar sometidas a deformaciones debido a los cambios de temperatura del ambiente exterior. Dichas deformaciones, en las situaciones en las que estén impedidas, pueden conllevar a un estado de tensiones en los materiales constructivos.

Las deformaciones son proporcionales a algunos factores como pueden ser las condiciones climáticas de la zona, las propiedades de los materiales constructivos, el aislamiento térmico o las características de climatización interior.

Según el DB del CTE empleado para la determinación de las cargas sobre la estructura, las acciones térmicas pueden no considerarse si se disponen juntas de dilatación de manera que no haya elementos continuos de más de 40 metros de longitud.

La mayor de las dimensiones de la nave industrial estudiada se corresponde con la dirección longitudinal de la construcción, y presenta un valor de 40 metros. Por lo tanto, no será necesario disponer juntas de dilatación térmica como así lo indica el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico correspondiente. Además, como se indicará más adelante, se va a emplear como elemento de cerramiento un panel sándwich con un valor del coeficiente global de transmisión de calor reducido, por lo que la construcción dispondrá de buen aislamiento térmico.

3.1.4. Acción variable de viento

La acción del viento es una de las más importantes a tener en cuenta, y la más laboriosa debido a los diferentes coeficientes que hay que calcular. El valor de las presiones que ejerce el viento, así como su distribución, son función de la forma y dimensiones de la construcción, y de la intensidad y racheo del viento, principalmente.

Las construcciones se deberán comprobar ante la acción del viento en todas las direcciones, pero normalmente, por razones de simetría, bastará con la realización de dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

La carga variable de viento se puede considerar como una presión estática, es decir, como una fuerza perpendicular a la superficie en cada punto expuesto. La presión estática del viento adquiere la siguiente expresión:

$$q_e = q_b * c_e * c_p$$

Donde “ q_e ” es la presión estática del viento, “ q_b ” es la presión dinámica del viento, “ c_e ” es el coeficiente de exposición adimensional, y “ c_p ” es el coeficiente eólico o de presión. A continuación, se van a deducir los valores de cada uno de los parámetros citados.

La expresión anterior es válida si no se consideran los huecos de la nave industrial, es decir, las ventanas laterales y los cerramientos practicables situados en los pórticos hastiales. Como se trata de huecos de grandes dimensiones, el viento puede generar presiones interiores que se suman a las presiones ejercidas por el viento en el exterior.

Por lo tanto, la expresión de la presión estática del viento, teniendo en cuenta las posibles presiones interiores del viento, se puede escribir como sigue:

$$q_e = q_b * (c_{e,int} * c_{p,int} - c_{e,ext} * c_{p,ext})$$

Es decir, se van a considerar positivas las presiones interiores, y negativas las presiones exteriores. De esta manera, si se obtiene un valor positivo de la presión estática del viento, implica que se trata de un efecto de succión por parte del viento exterior, mientras que si el valor calculado es negativo, será equivalente a una presión del viento exterior.

- Cálculo de la presión dinámica del viento “ q_b ”

Según el CTE-DB-SE-AE, se puede considerar de manera simplificada un valor de 0,5 kN/m² en cualquier zona del territorio español. No obstante, se puede obtener de manera más precisa según el emplazamiento de la construcción a partir de la siguiente expresión:

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

Siendo “ δ ” la densidad del aire, que puede adquirir un valor de 1,25 kg/m³, y “ v_b ” el valor básico de la velocidad del viento.

El valor de la velocidad del viento puede obtenerse a partir del emplazamiento de la construcción haciendo uso del mapa mostrado en la siguiente ilustración. Se puede observar que Valladolid pertenece a la zona A, con lo que le corresponde una velocidad del viento de 26 m/s.

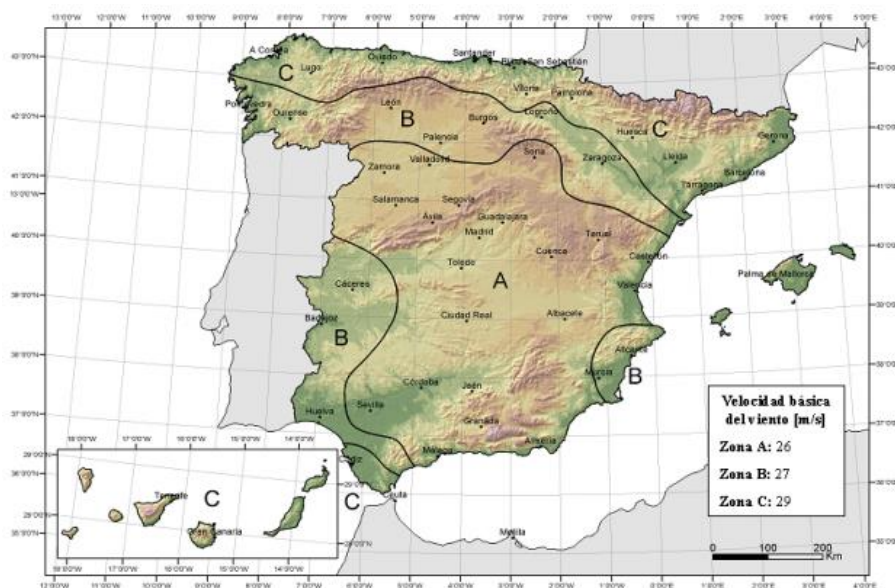


Figura 7. Valor básico de la velocidad del viento, vb (6).

Sustituyendo los valores de la densidad del aire y de la velocidad del viento en la expresión inicial, se puede obtener el valor de la presión dinámica del viento “q_b”.

$$q_b = 0,5 * 1,25 \frac{kg}{m^3} * \left(26 \frac{m}{s}\right)^2 = 422,5 \frac{N}{m^2} \approx 0,42 \frac{kN}{m^2}$$

- Cálculo del coeficiente de exposición exterior “c_{e,ext}”

El coeficiente de exposición es función del grado de aspereza del entorno en el que se encuentra la construcción y de la altura del punto considerado.

Para su determinación se podrán emplear unas expresiones o directamente una interpolación lineal a través de la siguiente ilustración.

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

Figura 8. Valores del coeficiente de exposición ce (6).

Como se ha indicado, la nave industrial tiene por emplazamiento geográfico un polígono industrial de Valladolid, de manera que el grado de aspereza del entorno es de nivel IV, que se corresponde con zonas urbanas en general, industrial o forestal.

En cuanto a las alturas, se va a considerar la altura media del elemento considerado. Es decir, 4 metros para los pilares, 9 metros para los dinteles, y 4,38 y 4,72 metros para los pilarillos de los pórticos hastiales. Interpolando con los valores de la figura anterior, se pueden obtener los coeficientes de exposición exterior.

Elemento	Altura media (m)	$C_{e,ext}$
Pilares	4,00	1,333
Dinteles	9,00	1,700
Pilarillos	4,38	1,346
	4,72	1,357

Tabla 3. Coeficientes de exposición exterior para los elementos estructurales.

Debido a que los valores de los coeficientes de exposición exterior de los pilares y pilarillos es similar, se va a trabajar únicamente con dos coeficientes, uno para los pilares en general (1,345) y otro para los dinteles (1,700).

- Coeficiente de exposición interior “ $C_{e,int}$ ”

Este coeficiente se calcula de manera similar al anterior, teniendo en cuenta la altura media de los huecos cuando el viento actúa por los laterales y por las fachadas hastiales de la nave industrial.

Como se ha definido previamente, la nave consta de ventanas para la entrada de luz natural tanto en las fachadas laterales como en las hastiales. En las primeras, consta de una ventana por crujía, por lo que dispone de 8 ventanas en cada fachada lateral, y 3 en cada hastial. Cada una de ellas tiene unas dimensiones de 2 m². Además, en las fachadas hastiales la nave industrial pose un cerramiento practicable de 30 m².

Por lo tanto, se puede considerar que el área de los huecos es significativamente grande como para considerar las presiones del viento en el interior de la nave, en las situaciones en las que estén total o parcialmente abiertos los huecos.

Empleando la tabla de los valores del coeficiente de exposición mostrada anteriormente, se pueden obtener los coeficientes de exposición interiores para las situaciones de viento por laterales y por hastiales.

Dirección del viento	Altura media (m)	$C_{e,int}$
Laterales	7,00	1,5000
Hastiales	3,1585	1,3053

Tabla 4. Coeficientes de exposición interior para los elementos estructurales.

Para el cálculo de la altura promedio cuando el viento incide por la fachada hastial, hay que tener en cuenta la contribución a la altura media de las diferentes áreas. Como se ha establecido, cada fachada hastial consta de un cerramiento practicable de 30 m² con una altura media de 2,5 m y, de 3 ventanas de 2 m² cada con una elevación de 7 m respecto la rasante del suelo.

- Coeficiente de presión interior “ $c_{p,int}$ ”

Ya se ha explicado que la nave industrial posea huecos de grandes dimensiones, de manera que se deben de calcular las dos situaciones más desfavorables relativas a la apertura o cierre de los huecos que permiten el paso del viento al interior de la construcción. Estas dos situaciones se corresponden con la que provoca la máxima sobrepresión interior y la máxima succión interior.

El primero de los casos tiene lugar cuando todos los huecos están abiertos en la cara que azota el viento, es decir, la cara a barlovento, y el resto de los huecos cerrados en las caras en las que no azota el viento, es decir, las caras a sotavento. En cambio, la situación de máxima succión o depresión interior se da cuando todos los huecos a sotavento están abiertos y el resto cerrados. Para una mejor comprensión de lo explicado, se muestra la siguiente ilustración.

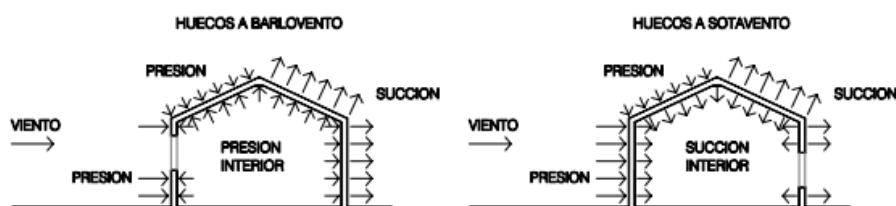


Figura 9. Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana (6).

Para el cálculo de los coeficientes de presión interior, el CTE-DB-SE-AE proporciona una tabla con los valores para dicho coeficiente en función de la esbeltez en el plano paralelo al viento y del área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio.

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

Figura 10. Coeficientes de presión interior (6).

La esbeltez es el cociente entre la altura que debe superar el viento y la distancia horizontal para sobrepasar el elemento considerado. Por lo tanto, cuando el viento incide por los laterales, la esbeltez es la relación entre la máxima altura y la luz, es decir, $10/25 = 0,4 \leq 1$. Cuando el viento incide por las fachadas hastiales, se obtiene un valor inferior a la unidad, es decir, $10/40 = 0,25 \leq 1$, con lo que no habrá distinciones según la dirección de incidencia del viento.

La situación de máxima sobrepresión interior se corresponde con un área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos igual a 0, ya que los huecos abiertos están a barlovento. Por su parte, la situación de máxima succión interior se da cuando la relación entre los huecos a succión y los huecos totales es 1.

Finalmente, con los valores calculados de la esbeltez en el plano paralelo al viento y el área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos, se puede determinar el coeficiente de presión interior.

Situación	Esbeltez	Área de huecos	$C_{p,int}$
Máxima sobrepresión interior	≤ 1	0	0,7
Máxima succión interior	≤ 1	1	-0,5

Tabla 5. Coeficientes de presión interior para los elementos estructurales.

Ya se ha indicado que la acción del viento puede incidir sobre la nave en cualquier dirección, pero por tratarse de una nave simétrica, bastará con considerar dos direcciones ortogonales. Con lo que se pueden dar, de manera no simultánea, las cuatro siguientes hipótesis de viento teniendo en cuenta las dos situaciones más desfavorables de máxima sobrepresión interior y máxima succión interior:

- Viento a 0°, máxima presión interior (V1).
- Viento a 0°, máxima succión interior (V2).
- Viento a 90°, máxima presión interior (V3).
- Viento a 90°, máxima succión interior (V4).

En este instante se puede calcular el producto del coeficiente de exposición y presión interiores. En la siguiente tabla se muestran las diferentes combinaciones según las hipótesis de viento expresadas anteriormente.

Hipótesis de viento	$C_{e,int}$	$C_{p,int}$	$C_{e,int} * C_{p,int}$
V1	1,500	0,7	1,05000
V2	1,500	-0,5	-0,75000
V3	1,3053	0,7	0,91371
V4	1,3053	-0,5	-0,65265

Tabla 6. Producto del coeficiente de exposición y presión interiores para las diferentes hipótesis de viento.

- Coeficiente de presión exterior " $C_{p,ext}$ "

El coeficiente eólico o de presión exterior, es un parámetro que depende de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia.

Se indica en el CTE-DB-SE-AE que, para naves y construcciones diáfanas, sin forjados que conecten las fachadas, la carga de viento debe individualizarse para cada elemento de superficie exterior. Además, en ninguna fachada el área total de huecos supera el 30% de la superficie total del lado considerado, con lo que la construcción no se estudiará como una marquesina.

Este apartado se va a dividir en dos bloques de estudio, el primero destinado al viento en los paramentos verticales, con viento incidiendo en cada una de las direcciones ortogonales de la nave, y un segundo bloque relativo al viento en cubierta, igualmente con la acción del viento incidente a 0 y 90°.

- Viento en paramentos verticales

Como se ha indicado, se ha de considerar las solicitaciones del viento únicamente en dos direcciones ortogonales debido a la simetría de la nave. Se va a definir el viento que incide por las fachadas laterales con orientación a 0°, mientras que el que incide por las fachadas hastiales,

se denominará viento a 90°. En la siguiente ilustración se muestran las posibles orientaciones de la carga de viento.

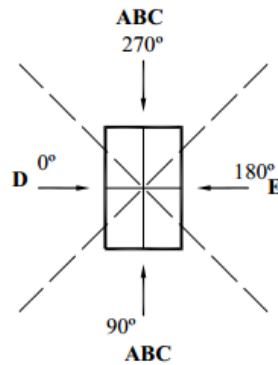


Figura 11. Solicitaciones asociadas a la carga de viento (7).

- Viento a 0° ($-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

En primer lugar, hay que definir las regiones en las que se han de dividir los paramentos verticales de la nave industrial. Se trata de 5 zonas (A, B, C, D, E), cada una de ellas con su propio área de influencia. En la siguiente figura se muestra la correspondencia de cada una de las regiones de influencia cuando la nave está solicitada por un viento a 0°. Se puede observar que las zonas A, B y C se corresponden con las fachadas hastiales, mientras que D es la fachada lateral a barlovento, y E, a sotavento.

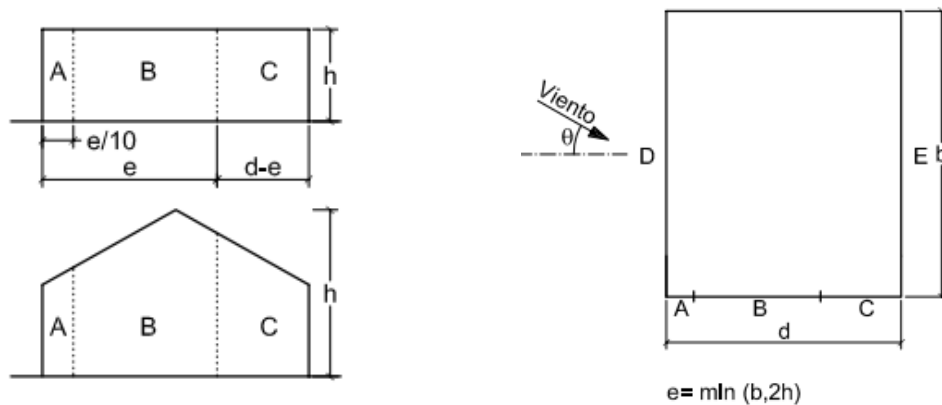


Figura 12. Determinación de regiones en paramentos verticales con viento a 0°. Alzados y planta de la nave (6).

Según la figura anterior, el parámetro “b” se corresponde con la longitud de la nave, “d” es la luz, y “h” la altura total de la nave hasta cumbrera. La discretización de las diferentes regiones es función de un parámetro, “e”, que es el mínimo del doble de la altura y, en este caso, de la longitud de la nave. Además, se va a calcular la esbeltez en el plano paralelo al viento, ya que va a ser necesario para la obtención del coeficiente de presión exterior. Para la disposición de la nave estudiada, se trata del cociente entre la altura y la luz de la nave industrial.

$$e = \min(b; 2 * h) = \min(40; 2 * 10) = 20 \text{ m}$$

$$Esbeltez = \frac{h}{d} = \frac{10}{25} = 0,4$$

De esta manera, se pueden determinar las áreas de influencia de cada una de las regiones a partir del parámetro “e” calculado y teniendo en cuenta las relaciones existentes entre éste y la anchura de las diferentes regiones, así como se muestra en la Fig.12. En la siguiente tabla se muestra la anchura y área de cada una de las zonas en que se dividen los paramentos verticales.

Región	Anchura (m)	Área (m ²)
A	2	17,16
B	18	164,94
C	5	42,90
D	40	320,00
E	40	320,00

Tabla 7. Áreas de influencia de cada una de las regiones de los paramentos verticales con viento a 0°.

Para el cálculo del coeficiente de presión exterior es necesario haber obtenido previamente la esbeltez en el plano paralelo al viento, y el área de influencia de cada una de las regiones, que como se puede observar, es mayor de 10 m² en todos los casos. Uno de los anejos del Documento Básico empleado para la determinación de las acciones recoge tabulados los valores del coeficiente de presión exterior para cada una de las zonas de la construcción referentes a los paramentos verticales.

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

Figura 13. Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales (6).

Haciendo uso de las áreas de influencia y de la esbeltez en el plano paralelo al viento, calculados previamente, se pueden obtener los coeficientes eólicos o de presión exterior asociados a cada una de las regiones, para la situación de viento a 0° relativo a los paramentos verticales.

A (m ²)	h / d	C _{p,ext}				
		A	B	C	D	E
≥ 10	0,4	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34

Tabla 8. Coeficientes de presión exterior para los paramentos verticales con viento a 0°.

Una vez obtenidos los valores de los coeficientes de exposición y presión exteriores, se puede llevar a cabo el producto de ambos. En la siguiente tabla se muestran los coeficientes relativos al viento exterior para los paramentos verticales e hipótesis de viento a 0°. Se puede observar que el coeficiente de exposición exterior en todas las situaciones adquiere el valor calculado para los pilares, ya que se están estudiando los paramentos verticales.

Regiones	C _{e,ext}	C _{p,ext}	C _{e,ext} * C _{p,ext}
A	1,345	-1,20	-1,6140
B	1,345	-0,80	-1,0760
C	1,345	-0,50	-0,6725
D	1,345	0,72	0,9684
E	1,345	-0,34	-0,4573

Tabla 9. Producto del coeficiente de exposición y presión exteriores para las diferentes regiones de los paramentos verticales con viento a 0°.

Para finalizar con la disposición de viento incidente por la fachada lateral, o viento a 0°, se va a calcular el valor de la presión estática en cada una de las regiones consideradas para las hipótesis de viento a 0°, tanto máxima presión como succión interiores. Para su determinación, se ha de tener en cuenta la expresión inicial expuesta, de manera que valores positivos de la presión estática son equivalentes a efectos de succión, mientras que cifras negativas se corresponden con valores de presión sobre la estructura.

Regiones	q _b (kN/m ²)	C _{e,int} * C _{p,int}	C _{e,ext} * C _{p,ext}	q _e (kN/m ²)
A	0,42	1,05	-1,6140	1,11888
B	0,42	1,05	-1,0760	0,89292
C	0,42	1,05	-0,6725	0,72345
D	0,42	1,05	0,9684	0,03427
E	0,42	1,05	-0,4573	0,63307

Tabla 10. Valores de la carga estática de viento en paramentos verticales para V1.

Regiones	q _b (kN/m ²)	C _{e,int} * C _{p,int}	C _{e,ext} * C _{p,ext}	q _e (kN/m ²)
A	0,42	-0,75	-1,6140	0,36288
B	0,42	-0,75	-1,0760	0,13692
C	0,42	-0,75	-0,6725	-0,03255
D	0,42	-0,75	0,9684	-0,72173
E	0,42	-0,75	-0,4573	-0,12293

Tabla 11. Valores de la carga estática de viento en paramentos verticales para V2.

- Viento a 90° ($45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$)

Esta situación se basa en girar un ángulo recto la disposición del subapartado anterior. Las regiones A, B y C se sitúan en las fachadas laterales, quedando las hastiales caracterizadas por D, a barlovento, y E, a sotavento. En la siguiente ilustración se pueden observar las diferentes zonas en las que se dividen los paramentos verticales, así como la anchura de cada una de ellas.

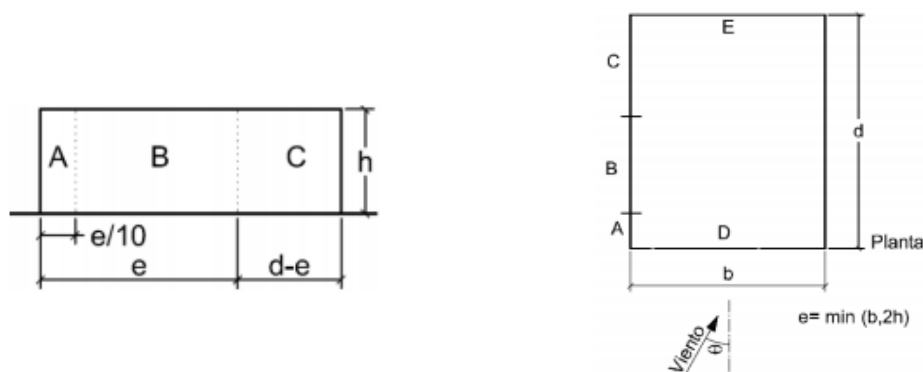


Figura 14. Determinación de regiones en paramentos verticales con viento a 90°. Alzados y planta de la nave (6).

En este caso, el parámetro “b” se corresponde con la luz de la nave, y es “d” el que hace referencia a su longitud. Es decir, como se ha indicado previamente, se ha llevado a cabo un giro de 90° con respecto a la disposición anterior. Por su parte, se ha de tener especial atención en que “h” no es la altura total de la nave hasta cumbrera, sino que es la altura de los paramentos verticales. Los valores del parámetro “e” y de la esbeltez en el plano paralelo a la dirección del viento se muestran a continuación.

$$e = \min(b; 2 * h) = \min(25; 2 * 8) = 16 \text{ m}$$

$$\text{Esbeltez} = \frac{h}{d} = \frac{8}{40} = 0,2 \leq 0,25$$

A partir del parámetro “e”, se puede determinar la anchura de cada una de las regiones en que se dividen los paramentos verticales, y por lo tanto sus áreas de influencia, de manera que se disponga de los datos necesarios para la posterior obtención de los coeficientes eólicos o de presión exterior.

Región	Anchura (m)	Área (m ²)
A	1,6	12,80
B	14,4	115,20
C	24,0	192,00
D	25,0	225,00
E	25,0	225,00

Tabla 12. Áreas de influencia de cada una de las regiones de los paramentos verticales con viento a 90°.

Una vez calculados la esbeltez en el plano paralelo al viento y el área de influencia de cada una de las regiones que, al igual que en la situación de viento a 0°, es mayor de 10 m² en todas las regiones, se puede obtener de la Fig.13 los valores de los coeficientes eólicos para cada una de las regiones. Operando de igual manera que en el subapartado anterior, se puede obtener el producto de los coeficientes relativos al viento exterior para los paramentos verticales e hipótesis de viento a 90°.

Regiones	C _{e,ext}	C _{p,ext}	C _{e,ext} * C _{p,ext}
A	1,345	-1,20	-1,6140
B	1,345	-0,80	-1,0760
C	1,345	-0,50	-0,6725
D	1,345	0,70	0,9415
E	1,345	-0,30	-0,4035

Tabla 13. Producto del coeficiente de exposición y presión exteriores para las diferentes regiones con viento a 90°.

Finalmente, se puede calcular el valor de la presión estática del viento en cada una de las regiones consideradas para las dos hipótesis de viento incidente por la fachada hastial, es decir, disposición a 90°. De igual manera que con el viento incidente por la fachada lateral, valores positivos de la presión estática se corresponden con efectos de succión sobre la estructura, y negativos, lo contrario.

Regiones	q _b (kN/m ²)	C _{e,int} * C _{p,int}	C _{e,ext} * C _{p,ext}	q _e (kN/m ²)
A	0,42	0,91371	-1,6140	1,06164
B	0,42	0,91371	-1,0760	0,83568
C	0,42	0,91371	-0,6725	0,66621
D	0,42	0,91371	0,9415	-0,01167
E	0,42	0,91371	-0,4035	0,55323

Tabla 14. Valores de la carga estática de viento en paramentos verticales para V3.

Regiones	q _b (kN/m ²)	C _{e,int} * C _{p,int}	C _{e,ext} * C _{p,ext}	q _e (kN/m ²)
A	0,42	-0,65265	-1,6140	0,40377
B	0,42	-0,65265	-1,0760	0,17781
C	0,42	-0,65265	-0,6725	0,00834
D	0,42	-0,65265	0,9415	-0,66954
E	0,42	-0,65265	-0,4035	-0,10464

Tabla 15. Valores de la carga estática de viento en paramentos verticales para V4.

➤ Viento en cubierta

La obtención del coeficiente eólico o de presión exterior sobre la cubierta se lleva a cabo siguiendo el mismo proceso que para los paramentos verticales. No obstante, aparece una dificultad añadida debido a que en cubiertas a dos aguas, como es la de la nave industrial estudiada, interviene el ángulo de inclinación de la cubierta para el cálculo del coeficiente de presión exterior. De igual forma que en el estudio de los paramentos verticales, se analizarán las dos situaciones de viento incidente por la fachada lateral y por la hastial.

- Viento a 0° (-45° ≤ θ ≤ 45°)

En primera instancia, se deben definir las regiones en las que se va a dividir la cubierta de la nave industrial. Se trata de 5 zonas con sus áreas de influencia, cuyas denominaciones resultan modificadas (F, G, H, I, J). Se puede observar en la siguiente ilustración la correspondencia de

cada una de las regiones de influencia cuando la nave está solicitada por un viento incidente a 0° , o lo que es lo mismo, por la fachada lateral de la construcción.

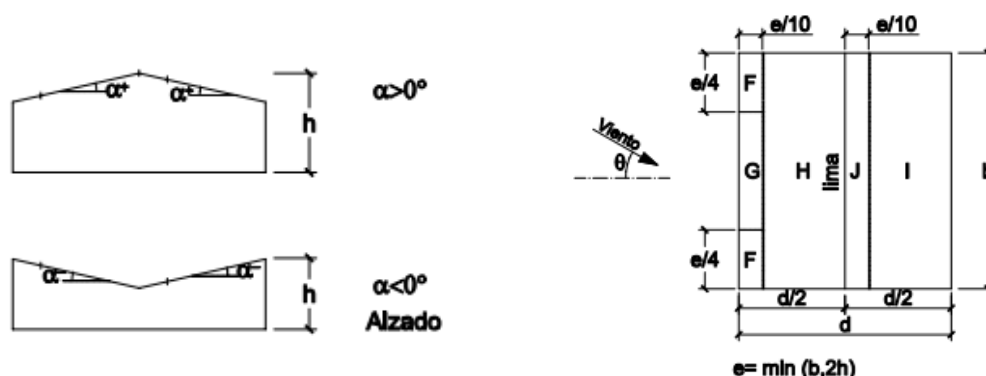


Figura 15. Determinación de regiones en cubierta con viento a 0° . Alzados y planta de la nave (6).

Por tratarse de una situación de viento incidente a 0° , los parámetros “b” y “d” se corresponden con la longitud y luz de la nave, respectivamente. Por su parte, el parámetro “e” adquiere el mismo valor que en los casos anteriores, es decir, el mínimo del doble de la altura y del parámetro “b”.

$$e = \min(b; 2 * h) = \min(40; 2 * 10) = 20 \text{ m}$$

Una vez calculado el parámetro “e”, se pueden determinar las áreas de influencia de cada una de las regiones. En la siguiente tabla se muestra la longitud y anchura, medidas en dirección longitudinal y transversal de la nave, respectivamente, y el área de cada una de las zonas en que se divide la cubierta.

Región	Longitud (m)	Anchura (m)	Área (m ²)
F	5	2,0	10*2
G	30	2,0	60
H	40	10,5	420
I	40	10,5	420
J	40	2,0	80

Tabla 16. Áreas de influencia de cada una de las regiones de las cubiertas con viento a 0° .

Se puede observar que todas las áreas de influencia de las diferentes regiones en las que se divide la cubierta son mayores de 10 m^2 . Teniendo en cuenta que el ángulo de la cubierta ($9,09^\circ$), se puede determinar el coeficiente de presión exterior de las distintas zonas de cubierta a partir de la siguiente ilustración recogida en el CTE-DB-SE-AE.

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

Figura 16. Coeficientes de presión exterior en cubierta con viento a 0° (6).

Se ha de tener en cuenta que existen dos valores, uno inferior y otro superior, generalmente uno de succión y otro de presión, respectivamente. Por ello, para cada una de las regiones se van a extraer dos valores, con lo que las hipótesis de viento V1 y V2 se desdoblán a su vez en otros dos tipos, denominados V11, V12, V21 y V22. Interpolando en la figura anterior, para áreas de influencia mayores de 10 m² y para el citado ángulo de inclinación de cubierta, se obtienen los siguientes coeficientes eólicos o de presión exterior.

Pendiente (α)	A (m ²)	C _{p,ext}				
		F	G	H	I	J
9,09°	≥ 10	-1,3728	-1,0639	-0,4773	-0,5182	-0,2908
		0,0818	0,0818	0,0818	-0,3546	-0,3546

Tabla 17. Coeficientes de presión exterior para la cubierta con viento a 0°.

En este momento se puede calcular el producto de los coeficientes relativos al viento exterior para la cubierta e hipótesis de viento a 0°, o viento incidente por fachada lateral. En este caso, el coeficiente de exposición exterior en todas las situaciones adquiere el valor calculado para los dinteles, ya que se está estudiando el viento en cubierta.

Regiones	C _{e,ext}	C _{p,ext}	C _{e,ext} * C _{p,ext}
F	1,7	-1,3728	-2,33376
		0,0818	0,13908
G	1,7	-1,0639	-1,80863
		0,0818	0,13908
H	1,7	-0,4773	-0,81141
		0,0818	0,13908

Regiones	$C_{e,ext}$	$C_{p,ext}$	$C_{e,ext} * C_{p,ext}$
I	1,7	-0,5182	-0,88094
		-0,3546	-0,60282
J	1,7	-0,2908	-0,49436
		-0,3546	-0,60282

Tabla 18. Producto del coeficiente de exposición y presión exteriores para las diferentes regiones de la cubierta con viento a 0°.

Finalmente, se va a calcular el valor de la presión estática del viento en cada una de las regiones consideradas para las hipótesis de viento a 0°, tanto para máxima presión interior como para máxima succión interior. Como ya se ha indicado, por existir dos valores del coeficiente de presión exterior en cubierta, dichas hipótesis de viento se desdoblaron, cada una de ellas, en otras dos.

De igual manera que en paramentos verticales, valores positivos de la presión estática son equivalentes a efectos de succión, mientras que cifras negativas se corresponden con valores de presión sobre la estructura.

Regiones	q_b (kN/m ²)	$C_{e,int} * C_{p,int}$	$C_{e,ext} * C_{p,ext}$	q_e (kN/m ²)
F	0,42	1,05	-2,33376	1,42118
			0,13908	0,38259
G	0,42	1,05	-1,80863	1,20062
			0,13908	0,38259
H	0,42	1,05	-0,81141	0,78179
			0,13908	0,38259
I	0,42	1,05	-0,88094	0,81099
			-0,60282	0,69418
J	0,42	1,05	-0,49436	0,64863
			-0,60282	0,69418

Tabla 19. Valores de la carga estática de viento en cubierta para V1.

Regiones	q_b (kN/m ²)	$C_{e,int} * C_{p,int}$	$C_{e,ext} * C_{p,ext}$	q_e (kN/m ²)
F	0,42	-0,75	-2,33376	0,66518
			0,13908	-0,37341
G	0,42	-0,75	-1,80863	0,44462
			0,13908	-0,37341
H	0,42	-0,75	-0,81141	0,02579
			0,13908	-0,37341
I	0,42	-0,75	-0,88094	0,05499
			-0,60282	-0,06182
J	0,42	-0,75	-0,49436	-0,10737
			-0,60282	-0,06182

Tabla 20. Valores de la carga estática de viento en cubierta para V2.

- Viento a 90° ($45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$)

En la situación de viento incidente por fachada hastial existen únicamente cuatro zonas (F, G, H, I). Además, su disposición resulta modificada. En la siguiente ilustración se muestra cada una de las regiones de influencia cuando la nave está solicitada por un viento a 90°.

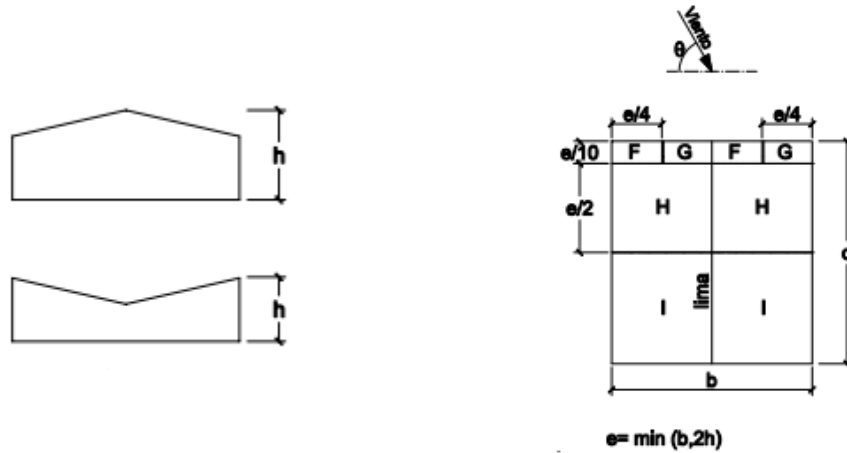


Figura 17. Determinación de regiones en cubierta con viento a 90°. Alzados y planta de la nave (6).

Como se puede observar en la ilustración anterior, los parámetros “b” y “d” se corresponden con la luz y longitud de la nave, respectivamente. Es decir, se ha girado la disposición de la nave respecto al caso de viento a 0°. El parámetro “e” adquiere el mismo valor que en los casos anteriores, es decir, el mínimo del doble de la altura y del parámetro “b”.

$$e = \min(b; 2 * h) = \min(25; 2 * 10) = 20 \text{ m}$$

Una vez que se ha determinado el parámetro “e”, se pueden calcular las áreas de influencia de cada una de las regiones establecidas. En la siguiente tabla se muestra la longitud y anchura, medidas en dirección longitudinal y transversal de la nave, respectivamente, y el área de cada una de las zonas en que se divide la cubierta. Como peculiaridad, existen dos zonas de las regiones F y G, unas extremas y otras intermedias. Ambas regiones extremas tienen las mismas dimensiones, y lo mismo ocurre con las internas o intermedias.

Región	Longitud (m)	Anchura (m)	Área (m ²)
F, G (extremos)	2	5,0	10*2
F, G (internos)	2	7,5	15*2
H	10	12,5	125*2
I	28	12,5	350*2

Tabla 21. Áreas de influencia de cada una de las regiones de las cubiertas con viento a 90°.

Se puede observar que todas las áreas de influencia de las diferentes regiones en las que se divide la cubierta son iguales o mayores de 10 m². Teniendo en cuenta el ángulo de la cubierta, se puede determinar el coeficiente de presión exterior de las distintas zonas de cubierta. En este caso solamente existe un valor del coeficiente de presión exterior para cada región, con lo que

las hipótesis de viento V3 y V4 no se desdoblaron en dos tipos, así como ocurría en el caso anterior.

En la siguiente tabla se expone el producto de los coeficientes relativos al viento exterior para la cubierta e hipótesis de viento a 90°, es decir, el viento incidente por la zona de la fachada hastial. De igual manera que en la situación de viento en cubierta a 0°, el coeficiente de exposición exterior adquiere el valor calculado para los dinteles.

Regiones	C _{e,ext}	C _{p,ext}	C _{e,ext} * C _{p,ext}
F	1,7	-1,4773	-2,5114
G	1,7	-1,3000	-2,2100
H	1,7	-0,6591	-1,1205
I	1,7	-0,5591	-0,9505

Tabla 22. Producto del coeficiente de exposición y presión exteriores para las diferentes regiones de la cubierta con viento a 90°.

En último lugar, se va a calcular el valor de la presión estática del viento en cada una de las regiones consideradas para las hipótesis de viento en cubierta a 90°, tanto para máxima presión interior como para máxima succión interior. Se recuerda que, debido a la formulación de la expresión de la presión estática, valores positivos de la presión estática son equivalentes a efectos de succión, mientras que cifras negativas se corresponden con valores de presión sobre la estructura.

Regiones	q _b (kN/m ²)	C _{e,int} * C _{p,int}	C _{e,ext} * C _{p,ext}	q _e (kN/m ²)
F	0,42	0,91371	-2,5114	1,43855
G	0,42	0,91371	-2,2100	1,31196
H	0,42	0,91371	-1,1205	0,85437
I	0,42	0,91371	-0,9505	0,78297

Tabla 23. Valores de la carga estática de viento en cubierta para V3.

Regiones	q _b (kN/m ²)	C _{e,int} * C _{p,int}	C _{e,ext} * C _{p,ext}	q _e (kN/m ²)
F	0,42	-0,65265	-2,5114	0,78068
G	0,42	-0,65265	-2,2100	0,65409
H	0,42	-0,65265	-1,1205	0,19650
I	0,42	-0,65265	-0,9505	0,12510

Tabla 24. Valores de la carga estática de viento en cubierta para V4.

3.1.5. Acción permanente, peso propio

Las acciones permanentes son las cargas que actúan en todo instante y además son constantes en posición y magnitud. La acción permanente más significativa es el peso propio, dentro del cual se incluyen el peso de los elementos estructurales, cerramientos o revestimientos, entre otros.

En la nave industrial estudiada en este trabajo, las cargas que se han de tener en cuenta como acciones permanentes de peso propio, son el peso de los elementos de cerramiento de la cubierta, las correas de cubierta y los dinteles.

La carga permanente será la suma de todas las contribuciones de los elementos citados. No obstante, debido a que el programa SAP2000 permite definir como patrón de carga el peso propio de los elementos estructurales, no se van a tener en cuenta para la determinación de la carga permanente a añadir al software de cálculo. Es decir, el peso propio de las correas de cubierta y de los dinteles no se va a considerar.

Por lo tanto, la carga permanente añadida será la del elemento que hace las funciones de cerramiento de cubierta. Se va a emplear panel sándwich como cerramiento de toda la nave industrial, tanto de cubierta como de fachadas laterales y hastiales.

Se ha de indicar que, esta carga permanente se ha de añadir al programa SAP2000 debido a que se va a trabajar con elementos tipo área (*Shell*) sin masa, cuya única función es transmitir las cargas exteriores a las correas. Por ello, la contribución de estos elementos sin masa a la carga permanente de peso propio es nula, de manera que se han de añadir al peso propio determinado por defecto por el programa de cálculo estructural.

El panel sándwich elegido es de la marca comercial Dippanel. Más concretamente, es un panel con tapajuntas de 3 grecas autoportante formado por una lámina de acero en cada cara y un núcleo de espuma rígida de poliuretano o poliisocianurato. Están destinados para cubiertas de exterior, con buenas propiedades aislantes de humedad o temperatura. Las características técnicas de los paneles sándwich con tapajuntas de 3 grecas son las que se muestran a continuación. Se puede observar que existen configuraciones de diferente espesor, a su vez divididos en dos tipos en función del grosor de la lámina de acero exterior.

ESPESOR (mm)	PESO (kg/m ²) 0,4+0,4 (mm)	TRANSMITANCIA U (W/m ² k)
30	6,78	0,74
40	7,18	0,57
50	7,58	0,46
60	7,99	0,38
80	8,79	0,29
100	9,6	0,24

ESPESOR (mm)	PESO (kg/m ²) 0,5+0,5 (mm)	TRANSMITANCIA U (W/m ² k)
30	7,66	0,74
40	8,07	0,57
50	8,47	0,46
60	8,87	0,39
80	9,68	0,29
100	10,48	0,24

Figura 18. Características técnicas de los paneles sándwich con tapajuntas de 3 grecas (8).

Debido a que se desea un buen aislamiento para la construcción estudiada, se va a emplear un panel sándwich de 80 mm de espesor, con láminas de acero de 0,5 mm en cada cara. De esta forma, se logra reducir en gran medida el coeficiente global de transferencia de calor o transmitancia “U”, con respecto a los paneles de menor espesor.

El peso propio del panel sándwich elegido es de 9,68 kg/m², que equivale a 0,09496 kN/m². Considerando el peso de los elementos de unión necesarios y de los ejiones para llevar a cabo la sujeción del elemento de cerramiento a las correas, el valor anterior se aumenta hasta 0,1 kN/m².

En el apartado relativo a la comprobación de los paneles sándwich, se va a determinar si la luz admisible del elemento de cerramiento elegido cumple o no con la separación entre correas.

3.1.6. Acción accidental de sismo

Las cargas sísmicas son aquellas que se producen como consecuencia de las aceleraciones debidas a las sacudidas sísmicas. Las acciones sísmicas están reguladas en la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02.

Para la determinación de la aceleración sísmica de cálculo, previamente se ha de conocer la categorización de la construcción estudiada en función de los daños que pueda causar su destrucción a causa del terremoto. De manera resumida, dicha clasificación distingue las siguientes construcciones (9):

- De importancia moderada. Aquellas cuya destrucción no pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
- De importancia normal. Aquellas cuya destrucción pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir pérdidas económicas importantes, sin que se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- De importancia especial. Aquellas cuya destrucción pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. Dentro de esta clasificación se incluyen hospitales, aeropuertos, puentes, cuarteles de bomberos, entre otros.

Por tratarse de una nave situada en un polígono industrial, para actividad lucrativa no definida, se va a considerar que la construcción es de importancia normal.

Analizando los criterios de aplicación de la NCSE-02, se indica que es de obligatorio cumplimiento en todos los casos excepto en los que se citan seguidamente (9):

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica “ a_b ” sea menor de 0,04g, donde “g” es la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica “ a_b ” sea inferior a 0,08g.

En este momento se ha de determinar el valor de la aceleración sísmica básica “ a_b ”. Para ello, la Norma de Construcción Sismorresistente presenta un mapa de peligrosidad sísmica a partir de los valores de la aceleración sísmica básica.

Se puede observar en el mapa de peligrosidad sísmica (Fig.19) que la aceleración sísmica básica para la zona de Valladolid es menor de 0,04 veces la aceleración de la gravedad. Teniendo en cuenta que se trata de una construcción de importancia normal, se deduce que no es necesario la aplicación de la NCSE-02. Por lo tanto, no se va a considerar la acción sísmica sobre la nave industrial de este trabajo.

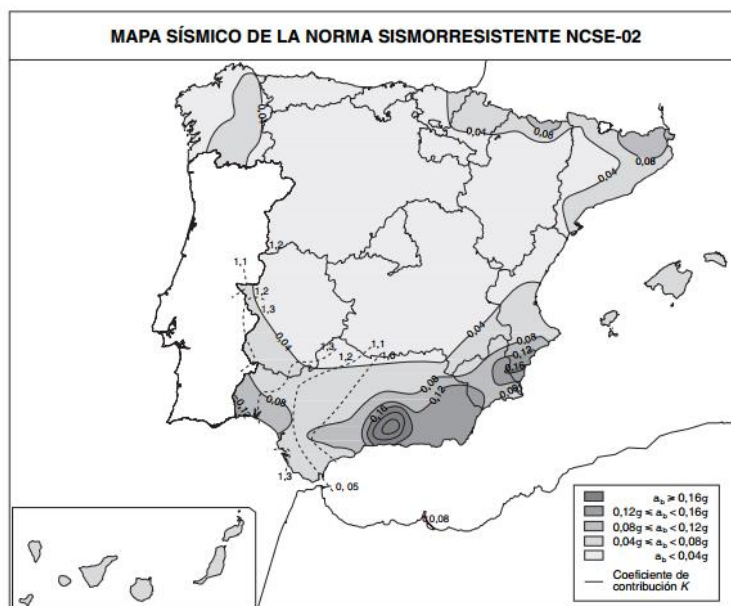


Figura 19. Mapa de peligrosidad sísmica (9).

3.2. ESTADOS LÍMITE

Previo a la realización de las combinaciones de acciones se van a explicar las situaciones que producen pérdida de funcionalidad de la estructura, también denominados estados límite.

Se entiende por estado límite las situaciones para las que, si se superan, la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido diseñada o proyectada (10). En todo elemento estructural, se requiere de manera general, de dos tipos de comprobaciones:

- Resistencia y estabilidad (estados límite últimos, ELU).
- Aptitud para el servicio (estados límite de servicio, ELS).

Para la determinación de los estados límite se emplean los valores de cálculo de las variables, que son aquellos que resultan de multiplicar el valor representativo, o característico, por el coeficiente parcial de seguridad para la acción considerada.

Tanto la estructura completa como cada uno de sus elementos aislados, deberá cumplir los estados límite para todas las combinaciones de acciones posibles, teniendo en cuenta los valores de cálculo de las cargas para su obtención.

Los estados límite últimos (ELU) hacen referencia a las situaciones que producen el fallo de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. Las comprobaciones que se han de llevar a cabo son las que se citan a continuación

- Comprobación relativa al colapso o rotura: el valor de cálculo de la respuesta de la estructura “ R_d ” ha de ser igual o superior al valor de cálculo del efecto de las acciones “ E_d ”.

$$R_d \geq E_d$$

- Comprobación relativa al estado límite de equilibrio: el valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras “ $E_{d,estab}$ ” ha de ser superior al de las acciones desestabilizadoras “ $E_{d,desestab}$ ”.

$$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$$

Por su parte, los estados límite de servicio (ELS) son las situaciones en las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, comodidad, durabilidad o de aspectos requeridos. La comprobación que se ha de realizar es la siguiente:

- Comprobación de estado límite de servicio: el valor límite admisible para el estado límite a comprobar “ C_d ” ha de ser igual o mayor que el valor de cálculo del efecto de las acciones “ E_d ”.

$$C_d \geq E_d$$

La comprobación de estado límite de servicio de mayor interés es la relativa a los desplazamientos o deformaciones que puede sufrir la estructura. Dentro de esta comprobación, se han de analizar las flechas de los elementos constructivos y los desplazamientos horizontales.

- Flechas: según el Documento Básico de Seguridad Estructural del Código Técnico de la Edificación, CTE-DB-SE, la estructura horizontal de un piso o cubierta se puede considerar suficientemente rígida si, para cualquier combinación de acciones característica, la flecha relativa es menor que (11):
 - a. 1/500 en pisos con tabiques frágiles.
 - b. 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.
 - c. 1/300 en el resto de los casos.

En este caso, por tratarse de una nave industrial, se tomará la última de las restricciones enumeradas.

- Desplazamientos horizontales: la estructura global tendrá suficiente rigidez lateral si, para cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor que los siguientes valores:
 - a. Desplome total: 1/500 de la altura total de la construcción.
 - b. Desplome local: 1/250 de la altura de la planta.

Por tratarse de una nave industrial de una única planta, se llevará a cabo la primera de las comprobaciones.

En este trabajo se van a realizar estas comprobaciones para los elementos estructurales que componen la nave industrial. Existen un elevado número de ellas, pero dicho proyecto está orientado principalmente a aquellas relativas a los estados límite de resistencia, de inestabilidad y de deformaciones. Además, se propondrá el diseño de una placa de anclaje y de una unión.

3.3. COMBINACIONES DE ACCIONES

Una vez que se han determinado las acciones o cargas que pueden llegar a actuar sobre la estructura estudiada, se han de realizar las combinaciones de carga, ya que no todas las acciones son compatibles entre sí, como se ha explicado en el anterior apartado. Es decir, no pueden ocurrir a la vez más de una hipótesis de nieve, o más de una hipótesis de viento de las calculadas. Por lo que, por ejemplo, si está actuando una hipótesis de viento no podrá darse de manera simultánea ninguna otra hipótesis de viento.

Además, debido a la reducida probabilidad de ocurrencia de todas las acciones que se puedan dar simultáneamente, se tienen en cuenta para el cálculo de las diferentes combinaciones unos factores de reducción, ya que en caso contrario se sobredimensionaría la nave industrial en gran medida.

Una combinación de acciones es el conjunto de acciones compatibles que pueden actuar de manera simultánea para una determinada comprobación (10). De manera general, cada una de las combinaciones estarán formadas por la suma de las acciones de tipo permanente, una acción variable determinante, que puede ser cualquiera de ellas, y el resto de las acciones que actúan simultáneamente con la acción variable determinante, denominadas acciones variables concomitantes. Sobre estas últimas se aplican los factores de reducción comentados anteriormente, más conocidos como coeficientes de simultaneidad.

Existen diferentes combinaciones de acciones en función de la situación considerada. En este trabajo se van a realizar únicamente aquellas combinaciones de la situación que resulte más desfavorable. Para los ELU se va a llevar a cabo la combinación de acciones en situaciones persistentes o transitorias, ya que no se tienen cargas accidentales ni sísmicas. En cuanto a los ELS, se va a llevar a cabo la combinación poco probable, por ser esta la situación más desfavorable, ya que en las combinaciones frecuente y cuasi-permanente las cargas de tipo variable se ven afectadas por unos coeficientes de simultaneidad más restrictivos, o de menor valor que para la situación poco probable.

Por lo tanto, la combinación de acciones que se va a emplear para ELU para situaciones persistentes o transitorias, viene dada por la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Siendo “ $G_{k,j}$ ” el valor característico de las acciones permanentes, “ $G^*_{k,j}$ ” el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante, “ $Q_{k,1}$ ” el valor característico de la acción variable determinante, “ $\psi_{0,i} * Q_{k,i}$ ” el valor representativo de la combinación de las acciones variables concomitantes, es decir, aquellas que actúan simultáneamente con la acción variable determinante. En este trabajo todas las acciones permanentes son de valor constante, con lo que el término “ $G^*_{k,j}$ ” no se va a emplear. Por último, los coeficientes “ γ_i ” son los coeficientes parciales de seguridad para la acción considerada. En la siguiente ilustración se muestran los valores de este parámetro para los diferentes tipos de acciones, en función de la situación considerada y de si el efecto es favorable o desfavorable con respecto a la acción determinante en cada caso.

Tipo de acción	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones accidentales	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Figura 20. Coeficientes parciales de seguridad para la evaluación de estados límite últimos (10).

Para la combinación de acciones de ELS, solamente se consideran las situaciones persistentes o transitorias. Como se ha indicado, se va a realizar la combinación de acciones más desfavorable, la poco probable, ya que las de tipo frecuente y cuasi-permanente van reducidas

por unos coeficientes de simultaneidad más restrictivos. Por lo tanto, la combinación citada es la que se muestra seguidamente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} * G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Se puede observar que se trata de la misma expresión que para estado límite último, pero los valores de los coeficientes parciales de seguridad resultan modificados. En la siguiente figura se muestran dichos parámetros para cada tipo de acción, dependientemente de si el efecto es favorable o desfavorable, de igual manera que en ELU.

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Figura 21. Coeficientes parciales de seguridad para la evaluación de estados límite de servicio (10).

En último lugar, los coeficientes de simultaneidad necesarios para este trabajo vienen recogidos en la Instrucción de Acero Estructural, de igual manera que los coeficientes parciales de seguridad expuestos anteriormente. Debido a que se tienen acciones variables de nieve y de viento, al realizar las combinaciones todos los tipos de carga van a ser, en alguna de ellas, acciones concomitantes, de manera que habrá que reducir su valor con los coeficientes de simultaneidad mostrados a continuación.

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Edificios emplazados a una altitud $H > 1.000$ metros sobre el nivel del mar	0,7	0,5	0,2
Edificios emplazados a una altitud $H \leq 1.000$ metros sobre el nivel del mar	0,5	0,2	0,0
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
	0,6	0,2	0,0

Figura 22. Coeficientes de simultaneidad para las acciones variables de nieve y viento, respectivamente (10).

Una vez explicados los conceptos necesarios para la realización de las combinaciones de acciones, en primer lugar se van a explicar los diferentes tipos de cargas de valor no nulo que se han considerado en este trabajo, así como las situaciones en las que dicha acción tiene un efecto favorable o desfavorable.

- Acción permanente, peso propio (CP).

Como se ha indicado en el apartado relativo a la determinación de su valor característico, únicamente se ha calculado el peso añadido de los paneles sándwich de cerramiento y demás elementos de unión y fijación, debido a que el programa SAP2000

permite incluir el peso propio de los elementos estructurales de la nave industrial. Por lo tanto, el peso propio tendrá un valor añadido de $0,1 \text{ kN/m}^2$. No obstante, tanto el peso propio de los elementos estructurales como el de los cerramientos de cubierta, siempre van a intervenir en las distintas combinaciones de acciones. Presentará un efecto desfavorable en todos los casos excepto cuando la carga determinante sea el viento a succión.

- Acción variable de nieve (N0, N1, N2).
Existen tres hipótesis de nieve, la de distribución simétrica en la cubierta y asimétrica en cada uno de los faldones de ésta. Se ha de tener en cuenta que el valor calculado de la acción de nieve es sobre proyección horizontal. En cuanto a la consideración de efecto favorable o desfavorable, es idéntico a los casos explicados anteriormente.
- Acción variable de viento (V11, V12, V21, V22, V3, V4).
Se han obtenido seis hipótesis de viento, en función de la dirección incidente del viento y de las consideraciones de máxima presión o succión interiores. Además, en las situaciones en las que el viento incide por la fachada lateral, existen dos casos más, uno relativo al valor superior del coeficiente de presión exterior y otro al inferior. Si la nave industrial no fuese simétrica habría el doble de hipótesis de viento.
El efecto de dicha carga se va a considerar tanto favorable como desfavorable para cada una de las posibles combinaciones, debido a la discretización realizada de la nave, y por lo tanto, de la existencia de regiones sometidas a presión y otras a succión en una misma hipótesis de viento.

Las acciones térmica y accidental de sismo se han considerado en este trabajo pero la primera de ellas no se tiene en cuenta por no existir elementos continuos de más de 40 metros de longitud, y la carga de sismo, debido a la reducida aceleración sísmica básica de Valladolid según la Norma de Construcción Sismorresistente. Por su parte, la sobrecarga de uso no se va a considerar por tratarse de una cubierta de una nave industrial.

Además, se ha de recordar la compatibilidad de las acciones en una misma combinación, es decir, no puede existir en una misma combinación dos hipótesis diferentes de un mismo tipo de acción. Si se considera en una combinación una hipótesis cualquiera de nieve, no podrá actuar de manera simultánea cualquiera otra hipótesis de nieve. La misma consideración hay que realizar con el viento.

Para finalizar con este apartado, en la siguiente tabla se muestran la combinatoria de acciones para poderlas incluir en el programa de cálculo. Se ha de tener en cuenta que la carga permanente engloba la relativa al panel sándwich de cerramiento, y el peso propio de los elementos estructurales considerados por SAP2000. Como se ha indicado, las acciones pueden tener efecto desfavorable “D” o favorable “F”. Además, pueden ser determinantes “Det” o concomitantes “Ψ”.

Se puede observar que se han obtenido 72 combinaciones únicamente teniendo en cuenta las situaciones más desfavorables, persistentes o transitorias. También, se ha de reflejar que se ha realizado la combinatoria en la casuística pésima en la que están actuando todos los tipos de acciones compatibles. Es decir, podría tener lugar, por ejemplo, la combinación de acciones de carga permanente y nieve, sin considerar la carga de viento, pero no se ha tenido en cuenta debido a que es menos restrictiva que las mostradas.

Se puede pensar que la acción determinante de viento a succión puede ser más crítica en la situación en la que únicamente actúa con la carga permanente, ya que esta última siempre está aplicada. Pero se ha de recordar que, para las acciones de viento se han considerado dos vertientes, una tratada como si fuese viento incidente a presión y otra a succión, de manera que se abordan todas las situaciones posibles.

En la casuística en la que el viento es la carga determinante a succión, el resto de las cargas se han considerado con efecto favorable, y se debe saber que las acciones variables con efecto favorable presentan un coeficiente parcial de seguridad igual a 0, que es similar a considerar únicamente la carga permanente y la acción del viento.

Comb.	CP	N0	N1	N2	V11	V12	V21	V22	V3	V4
1	D	Det			D, Ψ					
2	D	Det			F, Ψ					
3	D	Det				D, Ψ				
4	D	Det				F, Ψ				
5	D	Det					D, Ψ			
6	D	Det					F, Ψ			
7	D	Det						D, Ψ		
8	D	Det						F, Ψ		
9	D	Det							D, Ψ	
10	D	Det							F, Ψ	
11	D	Det								D, Ψ
12	D	Det								F, Ψ
13	D		Det		D, Ψ					
14	D		Det		F, Ψ					
15	D		Det			D, Ψ				
16	D		Det			F, Ψ				
17	D		Det				D, Ψ			
18	D		Det				F, Ψ			
19	D		Det					D, Ψ		
20	D		Det					F, Ψ		
21	D		Det						D, Ψ	
22	D		Det						F, Ψ	
23	D		Det							D, Ψ
24	D		Det							F, Ψ
25	D			Det	D, Ψ					
26	D			Det	F, Ψ					
27	D			Det		D, Ψ				
28	D			Det		F, Ψ				
29	D			Det			D, Ψ			
30	D			Det			F, Ψ			
31	D			Det				D, Ψ		
32	D			Det				F, Ψ		
33	D			Det					D, Ψ	
34	D			Det					F, Ψ	
35	D			Det						D, Ψ
36	D			Det						F, Ψ
37	D	D, Ψ			Det					
38	D		D, Ψ		Det					

Comb.	CP	N0	N1	N2	V11	V12	V21	V22	V3	V4
39	D			D, Ψ	Det					
40	F	F, Ψ			Det					
41	F		F, Ψ		Det					
42	F			F, Ψ	Det					
43	D	D, Ψ				Det				
44	D		D, Ψ			Det				
45	D			D, Ψ		Det				
46	F	F, Ψ				Det				
47	F		F, Ψ			Det				
48	F			F, Ψ		Det				
49	D	D, Ψ					Det			
50	D		D, Ψ				Det			
51	D			D, Ψ			Det			
52	F	F, Ψ					Det			
53	F		F, Ψ				Det			
54	F			F, Ψ			Det			
55	D	D, Ψ						Det		
56	D		D, Ψ					Det		
57	D			D, Ψ				Det		
58	F	F, Ψ						Det		
59	F		F, Ψ					Det		
60	F			F, Ψ				Det		
61	D	D, Ψ							Det	
62	D		D, Ψ						Det	
63	D			D, Ψ					Det	
64	F	F, Ψ							Det	
65	F		F, Ψ						Det	
66	F			F, Ψ					Det	
67	D	D, Ψ								Det
68	D		D, Ψ							Det
69	D			D, Ψ						Det
70	F	F, Ψ								Det
71	F		F, Ψ							Det
72	F			F, Ψ						Det

Tabla 25. Combinatoria de acciones.

En último lugar, indicar que las combinaciones de acciones para ELS son idénticas a las mostradas en la tabla anterior. Únicamente se ha de considerar que van afectadas por distintos coeficientes parciales de seguridad. Por lo tanto, a la hora de introducirlas al programa de cálculo hay que realizar 144 combinaciones de acciones, la mitad de ellas destinadas a ELU y el resto a ELS.

CAPÍTULO 4

CORREAS Y ELEMENTOS DE CERRAMIENTO

4.1. CÁLCULO DEL NÚMERO DE CORREAS NECESARIAS

Previo a la modelización de la nave industrial en SAP2000, es necesario determinar el número de correas necesarias. Las correas son los elementos estructurales que, apoyados en los dinteles o cerchas de la cubierta y sobre los que se disponen los dispositivos de cerramiento, transmiten las cargas que reciben estos últimos a los dinteles o cerchas considerados en la construcción.

Para llevar a cabo la unión de las correas con los dinteles de los pórticos, se emplean unos elementos denominados ejiones. Consisten en un elemento metálico cuya misión es realizar la unión, generalmente atornillada, de las correas con los dinteles o de diferentes correas entre sí.

En este trabajo se han considerado correas de un vano directamente apoyadas en los dinteles de todos los pórticos que constituyen la estructura metálica de la nave. Además, se han tenido en cuenta dos tipos diferentes de correas, unas de mayor resistencia y sección para la cubierta, puesto que han de transmitir mayores cargas, y otras de menor sección situadas en los paramentos verticales, tanto en las fachadas laterales como en las hastiales.

El procedimiento que se ha de seguir con la finalidad de determinar el número de correas necesarias para salvar la longitud total de los dinteles, o en su caso de los pilares, se va a explicar a lo largo de este apartado. De manera resumida, se ha de seleccionar la combinación de carga de mayor valor para después proceder al dimensionamiento resistente de estos elementos.

Como se ha indicado, se van a considerar dos tipos de correas, las de cubierta y las de los paramentos verticales. Seguidamente se detallan los cálculos y consideraciones para cada una de ellas.

4.1.1. Correas de cubierta

En primer lugar, se ha de tener en cuenta que las acciones que actúan sobre las correas de cubierta son todas las calculadas previamente de valor no nulo, excepto el peso propio de los elementos estructurales que, como se ha expuesto, no se han calculado pero se incluirán a la hora de introducir las combinaciones de acciones en SAP2000.

A continuación, se ha de seleccionar la combinación de acciones más desfavorable. Debido a la discretización de la nave industrial en diferentes regiones para la carga de viento, existen tantos valores de ésta como zonas en las que se ha dividido la construcción. Las correas normalmente presentan una sección constante, con lo que se va a dimensionar para que soporten los esfuerzos producidos en la región más solicitada, quedando en el resto de las zonas sobredimensionada.

Ya se ha explicado en el anterior apartado que para el análisis de la capacidad portante se va a estudiar únicamente la combinación de acciones más desfavorable, aquella para situaciones persistentes o transitorias, ya que no tienen lugar acciones accidentales.

Previsiblemente, la combinación de acciones más desfavorable se puede dar con viento a presión o a succión. Por ello, a continuación se muestran las dos situaciones más comprometedoras, siendo el viento la acción determinante por ser la de mayor valor:

- C1) Carga permanente (desfavorable) + viento máximo a presión (determinante) + nieve (desfavorable, concomitante) + sobrecarga de uso (desfavorable, concomitante).
- C2) Carga permanente (favorable) + viento máximo a succión (determinante) + nieve (favorable, concomitante) + sobrecarga de uso (favorable, concomitante).

Los valores asociados a dichas combinaciones de acciones son los siguientes:

- Carga permanente (CP): 0,1 kN/m².
- Viento máximo a presión (VP): 0,37341 kN/m².
- Viento máximo a succión (VS): 1,43855 kN/m².
- Nieve (NO): 0,39 kN/m².
- Sobrecarga de uso (SU): 1 kN/m².

Se va a resolver el problema, por ejemplo para el faldón izquierdo de la cubierta, siendo el otro faldón similar. Teniendo en cuenta la inclinación de la cubierta y la proyección de las diferentes acciones, se obtiene la siguiente distribución de cargas sobre cualquiera de las correas:

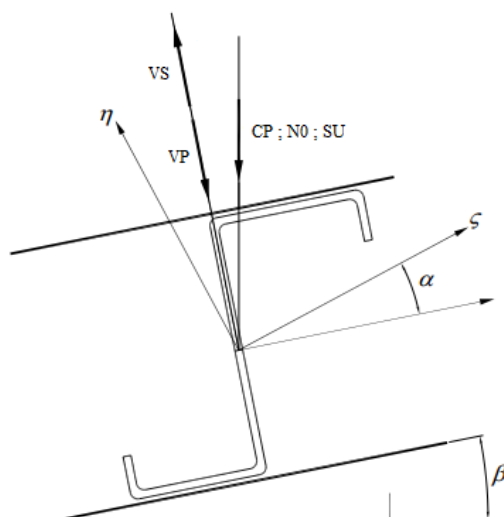


Figura 23. Orientación de la correa sobre el faldón izquierdo y distribución de cargas sobre ésta (12).

Por lo tanto, la combinación de acciones para situaciones persistentes o transitorias, considerando las diferentes proyecciones de las cargas, se puede escribir como sigue:

$$C_i = (\gamma_G * CP * \cos \beta \pm \gamma_Q * V_i) * L_D + (\gamma_Q * \psi_0 * NO * \cos \beta + \gamma_Q * \psi_0 * SU * \cos \beta) * \frac{L}{2}$$

Siendo “ β ” el ángulo de inclinación de la cubierta, “ L_D ” la longitud del dintel, y “ L ” la luz de la nave industrial. En este caso el ángulo de inclinación de la cubierta se ha designado como “ β ” debido a que el ángulo “ α ” es el relativo al giro de los ejes principales de las correas respecto a los ejes ordinarios.

Se puede observar que la anterior ecuación es válida para las dos combinaciones citadas, ya que se considera el sentido de aplicación de la carga de viento. Para el viento a presión, el resto de las acciones presentarán un efecto desfavorable, mientras que para el viento a succión, todas ellas tendrán un efecto favorable, por lo que es indiferente considerar o no las acciones concomitantes, cuyo valor es nulo.

Los coeficientes parciales de seguridad y de simultaneidad son los definidos en el apartado en el que se tratan las combinaciones de acciones, teniendo en cuenta, por una parte, los efectos favorables o desfavorables de las acciones en cada caso, y por otra, que la nave industrial se encuentra en Valladolid, cuya altitud es menor de 1000 metros. La longitud del dintel es la relación entre la luz de la nave y el ángulo de inclinación de cubierta, es decir:

$$L_D = \frac{\frac{L}{2}}{\cos \beta} = \frac{\frac{25}{2} \text{ m}}{\cos 9,09} = 12,659 \text{ m}$$

Las cargas que originalmente tienen proyección horizontal se multiplican por el coseno del ángulo de inclinación de la cubierta para conseguir la aplicación de la carga resultante en dirección normal a las correas. Por lo tanto, sustituyendo valores en la ecuación de la combinación de acciones de cubierta referente a las correas:

$$C1 = \left(1,35 * 0,1 \frac{kN}{m^2} * \cos 9,09 + 1,5 * 0,37341 \frac{kN}{m^2} \right) * 12,659 \text{ m} \\ + \left(1,5 * 0,5 * 0,39 \frac{kN}{m^2} * \cos 9,09 + 1,5 * 0 * 1 \frac{kN}{m^2} * \cos 9,09 \right) * 12,5 \text{ m} = 12,388 \frac{kN}{m}$$

$$C2 = \left(1 * 0,1 \frac{kN}{m^2} * \cos 9,09 - 1,5 * 1,43855 \frac{kN}{m^2} \right) * 12,659 \text{ m} + \left(0 * 0,5 * 0,39 \frac{kN}{m^2} * \cos 9,09 + 0 * 0 * 1 \frac{kN}{m^2} * \cos 9,09 \right) \\ * 12,5 \text{ m} = -26,066 \frac{kN}{m}$$

En este instante se dispone del valor de la carga por unidad lineal de longitud de la combinación más desfavorable (C2), cuyo valor absoluto es de 26,066 kN/m.

Se va a analizar una sola correa, para extrapolar los resultados a todas ellas. La carga por correa, denominada “ q_c ”, viene dada por la siguiente expresión, donde “ C_i ” es el valor calculado previamente para la combinación más desfavorable, y “ n_c ” es el número de correas necesarias para el faldón estudiado de la cubierta.

$$q_c = \frac{C_i}{n_c - 1} = \frac{26066 \frac{N}{m}}{n_c - 1}$$

A su vez, la carga por correa se puede relacionar con el momento máximo que es capaz de soportar una viga biapoyada, ya que se trata de correas de un vano simplemente apoyadas en los dinteles de los diferentes pórticos. La distribución de momentos flectores, así como su valor máximo, se muestran a continuación:

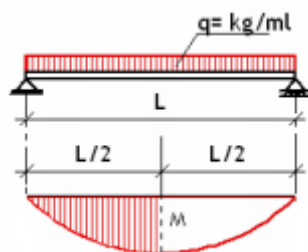


Figura 24. Distribución de momentos flectores en las correas biapoyadas (13).

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q_c * m^2}{8}$$

Donde “m” es el módulo, o separación longitudinal entre pórticos de la nave industrial. Con lo explicado hasta el momento, se puede llevar a cabo el cálculo de esfuerzos para obtener el número de correas necesario por faldón de la cubierta. No obstante, no se conoce el perfil conformado en Z que se ha de emplear, por lo que se trata de un proceso iterativo hasta llegar a una solución de compromiso entre el número de correas y el perfil utilizado.

Por lo tanto, se va a comenzar determinando el número de correas necesarias empleando, por ejemplo, el perfil ZF225.3.0. Se trata de un perfil conformado en acero de grado S235. Las propiedades necesarias de este perfil son los módulos resistentes respecto a los ejes principales, y el ángulo de giro de éstos respecto a los ejes ordinarios, tal y como se muestra en la Fig.23.

$$W_{\xi} = 75,8 \text{ cm}^3, \quad W_{\eta} = 12,4 \text{ cm}^3, \quad \tan \alpha = 0,304, \quad \alpha = 16,91$$

Se sabe que la tensión máxima soportada por un elemento estructural, o comprobación a resistencia, viene dada por la siguiente expresión (14), donde “ f_y ” es el límite elástico del acero de los perfiles conformados, y “ γ_{M0} ” es el coeficiente parcial para resistencia de las secciones transversales, cuyo valor es de 1,05.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{\xi}}{W_{\xi}} + \frac{M_{\eta}}{W_{\eta}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

La carga actuante por correa se puede proyectar sobre los ejes principales del perfil empleado, únicamente teniendo en cuenta el ángulo de giro de los ejes principales respecto a los ordinarios.

$$q_{\zeta} = q_c * \text{sen } \alpha, \quad q_{\eta} = q_c * \text{cos } \alpha$$

Según la expresión de momento máximo para la distribución de momentos flectores asociada a elementos simplemente apoyados, se puede deducir el momento referido a los ejes principales haciendo uso de la carga proyectada sobre estos mismos, previamente expresada. Se ha de tener en cuenta que para el cálculo del momento referido al eje principal “ ζ - ζ ”, se ha de emplear la carga proyectada sobre el eje principal ortogonal “ η - η ”. Es decir:

$$M_{\xi} = \frac{q_{\zeta} * m^2}{8} = \frac{q_c * \text{cos } \alpha * m^2}{8}, \quad M_{\eta} = \frac{q_{\eta} * m^2}{8} = \frac{q_c * \text{sen } \alpha * m^2}{8}$$

Con lo que sustituyendo estos valores en la comprobación a resistencia, se puede obtener el número de correas necesario para soportar la carga actuante sobre las mismas:

$$\frac{\frac{C_i}{n_c - 1} * \text{cos } \alpha * m^2}{8 * W_{\zeta}} + \frac{\frac{C_i}{n_c - 1} * \text{sen } \alpha * m^2}{8 * W_{\eta}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{26066 \frac{N}{m}}{n_c - 1} * \cos 16,91 * (5 m)^2 + \frac{26066 \frac{N}{m}}{n_c - 1} * \operatorname{sen} 16,91 * (5 m)^2 \leq \frac{235 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$n_c \geq 14,13 \approx 15 \text{ correas}$$

Por último, la separación entre correas es el cociente entre la longitud del dintel y el número de huecos existentes entre correas:

$$\text{Separación} = \frac{L_D}{n_c - 1} = \frac{12,659 m}{15 - 1} = 0,904 m$$

Como se indicó al comienzo de la explicación, se trata de un proceso iterativo hasta lograr una solución de compromiso entre el número de correas y el perfil conformado en Z empleado. Se considera que el valor obtenido es un número muy elevado de correas y que la separación entre éstas es reducida, por lo que se va a experimentar con el perfil ZF300.4.0, y se ha obtenido un número de 8 correas para transmitir las cargas actuantes, con una separación de 1,808 m entre ellas. En este caso, resulta un número reducido de correas, con lo que se va a tantear con el perfil ZF225.4.0. Los módulos resistentes y el giro de los ejes principales respecto a los ordinarios son los siguientes:

$$W_\xi = 97 \text{ cm}^3, \quad W_\eta = 15,2 \text{ cm}^3, \quad \tan \alpha = 0,299, \quad \alpha = 16,65$$

Llevando a cabo el mismo proceso explicado para el perfil ZF225.4.0, a través de la comprobación a resistencia se obtiene el siguiente número de correas:

$$\frac{26066 \frac{N}{m}}{n_c - 1} * \cos 16,65 * (5 m)^2 + \frac{26066 \frac{N}{m}}{n_c - 1} * \operatorname{sen} 16,65 * (5 m)^2 \leq \frac{235 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$n_c \geq 11,45 \approx 12 \text{ correas}$$

En cuanto a la separación entre elementos de transmisión de cargas a los dinteles de los pórticos, en este caso se obtiene un valor mayor debido al menor número de correas necesarias:

$$\text{Separación} = \frac{12,659 m}{12 - 1} = 1,151 m$$

Con el perfil ZF225.4.0, tanto el número de correas para salvar la longitud del dintel como la separación entre éstas se considera el más adecuado de los cálculos realizados.

En último lugar se puede determinar el peso de las correas, siendo “p” el peso por unidad de longitud asociado al perfil utilizado, y “g” la acción de la gravedad. El resto de los parámetros ya han sido explicados previamente.

$$C_{P_{correas}} = \frac{p * n_c * g}{L_D} = \frac{12,3 \frac{kg}{m} * 12 \text{ correas} * 9,81 \frac{m}{s^2}}{12,659 m} = 114,382 \frac{N}{m^2}$$

Como se ha indicado a lo largo del trabajo, la masa de los elementos estructurales la tiene en cuenta SAP2000, con lo que no se incluirá en el programa de cálculo.

4.1.2. Correas de paramentos verticales

Se ha de llevar a cabo el mismo procedimiento que el realizado para las correas de cubierta. Únicamente se va a detener la explicación en los aspectos en los que se requieran modificaciones respecto al proceso anterior. Como se ha indicado al comienzo de este apartado, se va a emplear el mismo tipo de perfil y separación entre correas tanto en las fachadas laterales como en las hastiales, por simplicidad en la construcción.

Por ello, aunque la distancia entre pórticos de la nave sea inferior que la separación entre pilarillos pertenecientes a la fachada hastial, el diseño se va a realizar para las correas situadas en estas últimas por ser el diseño más restrictivo. No obstante, los valores de presión y succión de la carga de viento se van a tomar los máximos independientemente de su pertenencia a las fachadas laterales o hastiales.

Es importante recalcar que se va a determinar el número de correas necesarias a lo largo de la extensión de los pilares de la nave industrial. Sin embargo, en las fachadas hastiales existe una mayor longitud de los pilarillos hasta su unión con el dintel. Para abordar esta diferencia, se van a colocar un número de correas en función de la separación obtenida para las anteriores.

A diferencia de la situación anterior, sobre las correas de los paramentos verticales solamente actúa la carga de viento en sus diferentes hipótesis. La acción de nieve y sobrecarga de uso se consideran aplicadas sobre la cubierta de la nave industrial, y el peso propio de los elementos de cerramiento descansa sobre el terreno. Por ello, los valores de máxima presión y succión del viento obtenidos son los siguientes:

- Viento máximo a presión (VP): 0,72173 kN/m².
- Viento máximo a succión (VS): 1,11888 kN/m².

Para la realización de las combinaciones de acciones únicamente hay que tener en cuenta el coeficiente parcial de seguridad que afecta a la carga variable de viento, ya que no actúan más cargas sobre las correas de paramentos verticales.

$$C_i = \pm \gamma_Q * V_i * L_P$$

Esta ecuación tiene validez para las dos combinaciones que se van a realizar, siendo “L_P” la longitud del pilar. Por lo tanto, sustituyendo valores se puede obtener el valor de las combinaciones de acciones de paramentos verticales referente a las correas:

$$C_1 = 1,5 * 0,72173 \frac{kN}{m^2} * 8 m = 8,6607 \frac{kN}{m}$$

$$C_2 = -1,5 * 1,11888 \frac{kN}{m^2} * 8 m = -13,4266 \frac{kN}{m}$$

El valor de la carga por unidad lineal de longitud de la combinación más desfavorable (C2), en valor absoluto, es de 13,4266 kN/m. Éste será el valor de partida para la determinación del número de correas necesarias.

Para las correas de los paramentos verticales, se va a iterar con un perfil ZF225.4.0, cuyos módulos resistentes y el giro de los ejes principales respecto a los ordinarios son los que se indican seguidamente:

$$W_{\xi} = 97 \text{ cm}^3, \quad W_{\eta} = 15,2 \text{ cm}^3, \quad \tan \alpha = 0,299, \quad \alpha = 16,65$$

Realizando el mismo proceso explicado en el cálculo de las correas de cubierta y teniendo en cuenta la comprobación a resistencia se obtiene el siguiente número de correas:

$$\frac{\frac{13426,6 \frac{N}{m}}{n_c - 1} * \cos 16,65 * (6 \text{ m})^2}{8 * 97 * 10^{-6} \text{ m}^3} + \frac{\frac{13426,6 \frac{N}{m}}{n_c - 1} * \sin 16,65 * (6 \text{ m})^2}{8 * 15,2 * 10^{-6} \text{ m}^3} \leq \frac{235 * 10^6 \frac{N}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$n_c \geq 8,75 \approx 9 \text{ correas}$$

En último lugar, la separación entre correas de paramentos verticales se calcula como el cociente entre la longitud del pilar y el número de huecos entre dichos elementos de transmisión de cargas.

$$\text{Separación} = \frac{L_p}{n_c - 1} = \frac{8 \text{ m}}{9 - 1} = 1 \text{ m}$$

Los valores relativos al número de correas y su separación, se consideran una buena solución de compromiso. En cuanto a la diferencia de altura de las fachadas hastiales con respecto a las laterales, bastará con colocar 2 correas a mayores de manera que cumplen con la separación obtenida, ya que la distancia entre el punto más alto de los pilares y cumbreira, son 2 metros.

Para finalizar con este apartado, se puede determinar el peso asociado a las correas de los paramentos verticales. La expresión a emplear es similar a la de las correas de cubierta, con la salvedad de que hay que tener en cuenta la longitud de los pilares y no la de los dinteles.

$$CP_{\text{correas}} = \frac{p * n_c * g}{L_D} = \frac{12,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 9 \text{ correas} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{8 \text{ m}} = 135,746 \frac{N}{\text{m}^2}$$

Esta carga permanente no va a ser incluida en el programa SAP2000 debido a que éste ya la tiene en cuenta.

4.2. COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS DE CERRAMIENTO

En el anterior apartado se ha determinado el número de correas necesarias para transmitir las cargas actuantes sobre los elementos de cerramiento hasta la estructura portante de la nave industrial. En esta sección, se va a comprobar si los paneles sándwich son válidos teniendo en cuenta la separación obtenida entre las correas.

El dato de partida para realizar la comprobación es la separación entre correas. Debido a que se dispone de diferentes separaciones entre las correas de cubierta y las de paramentos verticales, se va a llevar a cabo un estudio para cada una de las situaciones mencionadas.

Ya se ha indicado en el apartado relativo a la determinación de las acciones que se va a emplear como elemento de cerramiento un panel sándwich de la marca comercial Dippanel. Se trata de un panel con tapajuntas de 3 grecas autoportante formado por un núcleo de espuma rígida de poliuretano o poliisocianurato y una lámina de acero en cada cara.

PANEL SANDWICH			LUZ ADMISIBLE L(m)								LUZ ADMISIBLE L(m)							
ESPESOR (mm)	PESO (kg/m ²)	TRANSMITANCIA U (W/m ² k)	SOBRECARGA P (daN/m ²)								SOBRECARGA P (daN/m ²)							
	0,4+0,4 (mm)		60	80	100	120	150	200	250	60	80	100	120	150	200	250		
30	6,78	0,74	2,97	2,60	2,34	2,15	1,93	1,69	1,51	2,52	2,20	1,98	1,82	1,64	1,42	1,28		
40	7,18	0,57	3,24	2,84	2,56	2,35	2,12	1,85	1,66	2,95	2,59	2,33	2,14	1,92	1,67	1,50		
50	7,58	0,46	3,51	3,08	2,78	2,55	2,30	2,00	1,80	3,37	2,96	2,67	2,45	2,20	1,91	1,72		
60	7,99	0,38	3,76	3,31	2,98	2,74	2,47	2,15	1,94	3,77	3,31	2,98	2,74	2,46	2,14	1,92		
80	8,79	0,29	4,23	3,72	3,36	3,09	2,79	2,43	2,19	4,50	3,95	3,56	3,27	2,95	2,57	2,31		
100	9,6	0,24	4,66	4,10	3,71	3,41	3,08	2,69	2,42	5,15	4,53	4,09	3,76	3,39	2,95	2,65		
ESPESOR (mm)	PESO (kg/m ²)	TRANSMITANCIA U (W/m ² k)	SOBRECARGA P (daN/m ²)								SOBRECARGA P (daN/m ²)							
	0,5+0,5 (mm)		60	80	100	120	150	200	250	60	80	100	120	150	200	250		
30	7,66	0,74	3,31	2,90	2,62	2,40	2,16	1,88	1,69	3,32	3,04	2,83	2,67	2,49	2,18	1,95		
40	8,07	0,57	3,59	3,15	2,84	2,61	2,35	2,05	1,84	3,79	3,47	3,24	3,05	2,84	2,56	2,30		
50	8,47	0,46	3,87	3,40	3,07	2,82	2,54	2,22	1,99	4,24	3,89	3,63	3,42	3,18	2,90	2,63		
60	8,87	0,39	4,14	3,64	3,29	3,02	2,72	2,38	2,14	4,68	4,29	4,00	3,78	3,51	3,20	2,95		
80	9,68	0,29	4,65	4,09	3,70	3,40	3,07	2,68	2,41	5,50	5,04	4,71	4,44	4,13	3,76	3,46		
100	10,48	0,24	5,11	4,50	4,07	3,75	3,38	2,96	2,67	6,26	5,74	5,36	5,06	4,71	4,25	3,81		

Figura 25. Características técnicas de los paneles sándwich con tapajuntas de 3 grecas (8).

También se ha explicado que se va a disponer un panel sándwich de 80 mm de espesor con láminas de acero de 0,5 mm en cada cara debido al menor coeficiente global de transferencia de calor, de manera que se logra un mayor aislamiento térmico de la construcción. En la anterior ilustración se muestran las características técnicas de los paneles sándwich de la tipología previamente mencionada.

4.2.1. Panel sándwich de cubierta

Se puede observar en la ficha técnica del fabricante que los valores de la sobrecarga actuante sobre el panel sándwich vienen dados en unidades de fuerza distribuida en la superficie. En primer lugar se ha de realizar la conversión de unidades, dividiendo para ello el valor de diseño obtenido de la combinación más desfavorable expresado en unidades de fuerza por unidad de longitud, entre la extensión del dintel. Además, la ficha de características técnicas del fabricante ofrece los valores de la sobrecarga en daN/m², con lo que seguidamente se llevará a cabo la conversión.

$$P = \frac{|C2|}{L_D} = \frac{26,066 \frac{kN}{m}}{12,659 m} = 2,0591 \frac{kN}{m^2} * \frac{100 daN}{1 kN} = 205,91 \frac{daN}{m^2}$$

En el caso de las cubiertas, se ha de cubrir la longitud del dintel con paneles sándwich. La máxima longitud recomendada por el fabricante de este modelo de elementos de cerramiento es de 18,5 m, tratándose de una cifra superior a la extensión del dintel. Además, la anchura de fabricación de los paneles es de 1 m, con lo que serán necesarios 40 elementos en cada faldón de la cubierta.

Por lo comentado en el párrafo anterior, para la determinación de la luz admisible referida a la separación existente entre correas de apoyo, los paneles sándwich se van a tratar como un elemento continuo, por lo que en la ficha de características mostrada se ha de emplear la columna izquierda relativa a la luz máxima admisible por el panel.

Teniendo en cuenta el espesor elegido de panel e interpolando, se obtiene que la luz admisible del elemento de cerramiento es de 3,53 m, mayor que la separación obtenida tras el dimensionamiento a resistencia de las correas. Por lo tanto, se concluye que el panel sándwich elegido es válido ya que la separación entre correas de cubierta es aproximadamente 1,15 m.

Se podría instalar un panel sándwich de menor espesor, pero no se va a llevar a cabo debido a las indicaciones ya expuestas a lo largo de este trabajo. Es decir, la nave presenta una longitud de 40 m, tratándose del límite para la colocación de juntas de dilatación, de manera que se busca una mayor protección térmica con este tipo de paneles de mayor espesor.

4.2.2. Panel sándwich de paramentos verticales

Se va a realizar el mismo procedimiento que el llevado a cabo para los paneles de cubierta. En primera instancia, se ha de realizar la conversión de unidades explicada anteriormente, para la combinación de acciones más restrictiva.

$$P = \frac{|C2|}{L_p} = \frac{13,427 \frac{kN}{m}}{8 m} = 1,6783 \frac{kN}{m^2} * \frac{100 daN}{1 kN} = 167,83 \frac{daN}{m^2}$$

De igual manera que en la situación de la cubierta, el panel sándwich va a ser tratado como un elemento continuo apoyado en las correas de los paramentos verticales. Por ello, teniendo en cuenta el elemento de cerramiento seleccionado e interpolando, se obtiene en este caso una luz admisible de 3,288 m, muy superior al distanciamiento entre correas de paramentos verticales, cuyo valor es de 1 m.

En conclusión, el parámetro limitante para el diseño de las correas y panel sándwich de cerramiento es la resistencia de las primeras, pues estos últimos admiten mayores luces admisibles. Bien es cierto que se está empleando un elemento de cerramiento sobredimensionado por los factores comentados en la sección del cálculo de cargas.

CAPÍTULO 5

MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

5.1. GEOMETRÍA, MATERIALES Y SECCIONES

Como se ha indicado, el programa de cálculo estructural empleado en este trabajo es SAP2000. Va a permitir obtener los esfuerzos en los diferentes elementos que componen la estructura, así como su dimensionado para las posteriores comprobaciones.

De manera resumida, los pasos a seguir para crear un modelo en SAP2000 son los que se enumeran a continuación: elección del sistema de unidades y de la plantilla de trabajo, definición de los materiales y del tipo de sección a emplear, dibujar los elementos que componen la estructura en el plano de trabajo, asignación de apoyos, definición y aplicación de los diferentes estados de carga y combinación de éstos. Finalmente, se ha de ejecutar el análisis para visualizar los resultados obtenidos.

Como se ha indicado anteriormente, el primer paso para comenzar a trabajar con SAP2000 es abrir un nuevo modelo, de forma que aparece una ventana en la que se han de elegir las unidades con las que se desea trabajar, en este caso son las del Sistema Internacional (Newton, metro y grado Celsius), además de la selección de una de las plantillas facilitadas por el programa. En este trabajo se va a emplear la opción del sistema espacial de líneas de referencia (*Grid Lines*).

Estas líneas sirven de guía para la definición de la geometría que se va a modelar, únicamente introduciendo en el programa el número de líneas de referencia y su espaciado en las tres direcciones del espacio.

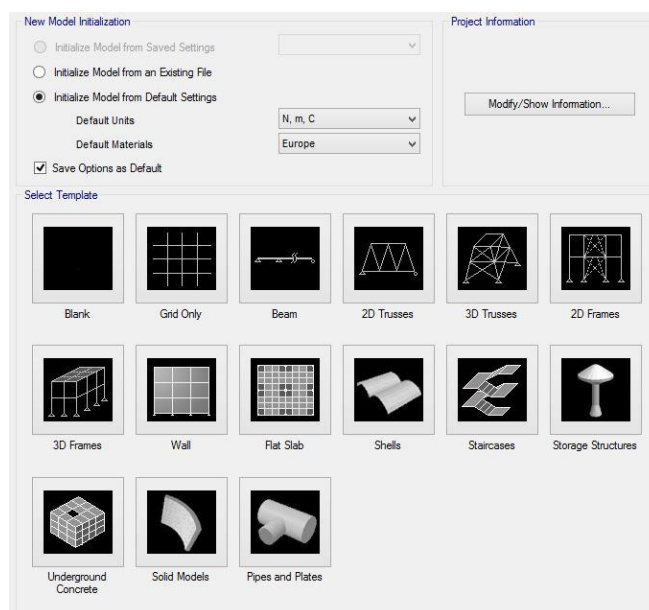


Figura 26. Elección de sistema de unidades y plantilla de trabajo.

Se ha de indicar que el plano de trabajo principal es el XZ, correspondiéndose el plano YZ con la dirección longitudinal de la nave industrial. Se han de establecer 6 líneas de referencia en los ejes X y Z debido a la localización y altura de los pilares, pilarillos y cerramiento practicable. En el eje Y se debe adoptar un valor no nulo tanto para las líneas de referencia como para el espaciado entre éstas. En cuanto al espaciado entre líneas de referencia, se va a imponer un valor cualquiera ya que estas distancias van a ser modificados posteriormente.

Una vez definidos los parámetros de la plantilla, aparecen dos ventanas en la pantalla principal del programa, de manera que se puede elegir el plano en el que se vaya a trabajar, en este caso es el XZ para la definición del pórtico hastial. Para la modificación del espaciado entre líneas

de referencia, clicando con el botón derecho sobre la pantalla principal, se elige la opción *Edit Grid Data*, de manera que aparece una ventana para llevar a cabo los cambios necesarios asociados a los parámetros de la plantilla. En la siguiente ilustración se refleja el espaciado entre los elementos que conforman los pórticos hastiales:

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	4.75	Primary	Yes	End	
C	9	Primary	Yes	End	
D	12.5	Primary	Yes	End	
E	15.5	Primary	Yes	End	
F	20.25	Primary	Yes	End	

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	Start	

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
Z1	0	Primary	Yes	End
Z2	5	Primary	Yes	End
Z3	8	Primary	Yes	End
Z4	8.76	Primary	Yes	End
Z5	9.44	Primary	Yes	End
Z6	10	Primary	Yes	End

Figura 27. Modificación de los parámetros de las líneas de referencia.

A continuación, se ha de definir el material constituyente de la estructura de estudio. Durante todo el trabajo se va a emplear acero de grado S275JR, cuya resistencia o límite elástico es de 275 MPa. Para ello, en el menú superior y en la pestaña *Define*, se accede a la sección de materiales (*Materials*), de manera que aparece una ventana emergente en la que se ha de indicar que se va a añadir un nuevo material (*Add New Material*), ya que este tipo de acero no está incorporado por defecto en SAP2000. Se han de especificar los parámetros que se pueden observar en la siguiente figura.

Figura 28. Definición del acero S275.

Posteriormente, en la misma pestaña *Define* y en el apartado asociado a las propiedades de las secciones tipo barra (*Section Properties, Frame Sections*), se procede a generar el tipo de secciones con los que se va a trabajar. Se ha de importar de una extensa base de datos con la

que cuenta el programa, eligiendo para ello el material de la sección y el tipo, que en este caso es un perfil en doble T. Se pueden importar numerosos tipos de secciones, como pueden ser circulares, tubulares, huecas, conformadas, entre otras.

Así, se genera una nueva ventana emergente (Fig.29) en la que hay que asignar el material de esta sección, que es el creado anteriormente, y en la que aparecen las dimensiones principales. Además, se pueden aplicar unos modificadores de las propiedades, por medio de los cuales se establecen los diferentes métodos de cálculo, como pueden ser el método matricial o el método de los ángulos de giro (MAGs).

Ya se ha indicado que todos los elementos de los pórticos intermedios y pilarillos van a ser perfiles de la serie HEB, mientras que los pórticos hastiales y los dinteles del cerramiento practicable son secciones IPE. Por ello, y principalmente para que el programa pueda llevar a cabo un correcto dimensionado de los elementos estructurales, en la misma ventana empleada anteriormente se van a importar todas las secciones IPE y HEB sin extensión. De esta forma, se han incorporado al programa todos los perfiles IPE y HEB normalizados.

Dimension	Value
Outside height (t3)	0.36
Top flange width (t2)	0.17
Top flange thickness (tf)	0.0127
Web thickness (tw)	8.000E-03
Bottom flange width (t2b)	0.17
Bottom flange thickness (tfb)	0.0127

Figura 29. Definición de la sección IPE360.

En la misma pestaña, se indica que se desea crear una nueva lista de selección automática en la que se van a incluir todos los perfiles incorporados al programa hasta el momento. Para ello, se añade una nueva propiedad (*Add New Property*), tratándose de la lista de selección (*Auto Select List*). Así, aparece una nueva ventana emergente en la que se debe indicar el nombre de la lista de secciones y se añadirán todos los perfiles IPE generados previamente, así como se puede observar en la Fig.30.

Además, se ha de establecer una sección inicial para comenzar con el dimensionado. Se va a elegir el menor de los IPE, ya que cuanto menor sea la sección, el coste será inferior. En la anterior captura se puede observar lo explicado para los IPE, siendo el procedimiento idéntico para los HEB.

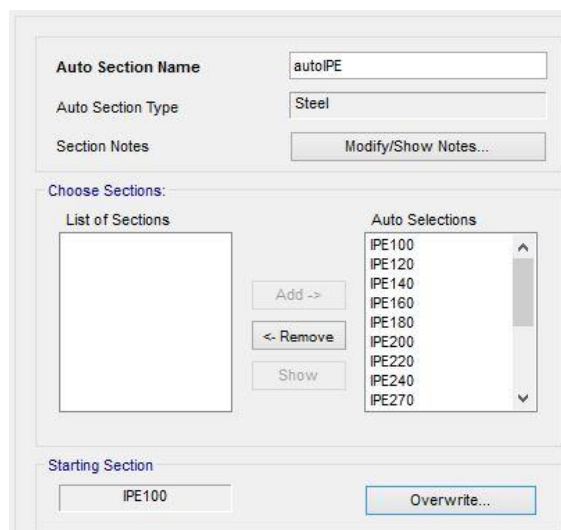


Figura 30. Creación de listado de secciones IPE.

A continuación, se puede dibujar la configuración del pórtico hastial en la pantalla principal del software de cálculo. En la región izquierda de la pantalla, existen unos comandos que permiten realizar operaciones gráficas, de manera que se pueden dibujar los elementos barra uniendo el punto inicial y final establecidos a través de las líneas de cuadrícula. En la Fig.31 se ilustra la configuración del pórtico hastial graficado.

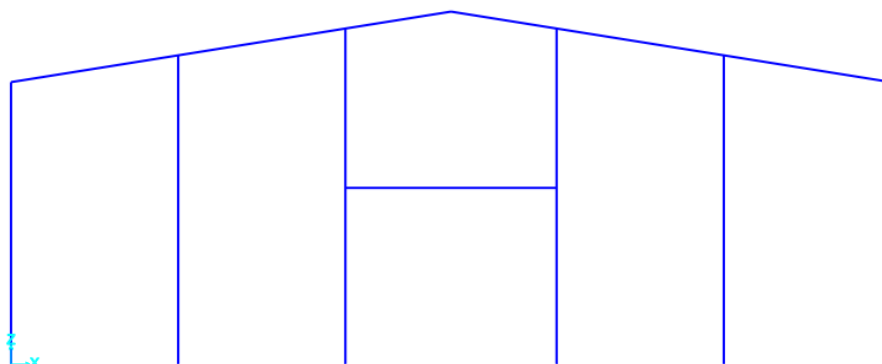


Figura 31. Modelado de uno de los dos pórticos hastiales.

Una vez modelado el pórtico hastial, los pilarillos se pueden asignar a la lista de secciones HEB creada anteriormente, y los pilares y dinteles a su respectiva lista de IPE. Esta operación se lleva a cabo para que el programa dimensione automáticamente todos los elementos estructurales a partir de los esfuerzos obtenidos. Se lleva a cabo en el apartado *Frame, Frame Section* de la pestaña *Assign*, seleccionando todas las barras creadas e imponiendo que son elementos del listado definido previamente.

Además, interesa conocer la orientación de las barras, para saber si está colocada con el alma incluida en el plano XZ o en el plano YZ. Como se ha indicado, sobre el plano XZ se van a generar los pórticos, siendo el YZ el correspondiente a la dirección longitudinal de la nave industrial. Por ello, el eje fuerte de los perfiles estará incluido en el plano del pórtico, dicho de otro modo, el alma va a estar situada en el plano XZ.

Para realizar esta operación, en el comando de la barra superior de herramientas del programa *Set Display Option* se ha de imponer que el tipo de vista de las barras ha de ser extruido. No obstante, la visión estándar permite una mayor comodidad a la hora de modelar la estructura en el programa.

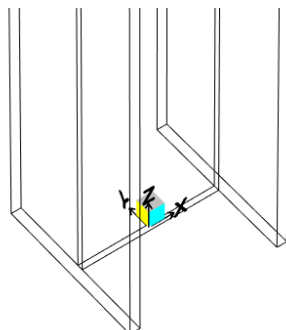


Figura 32. Detalle de la orientación del elemento barra HEB300.

Seguidamente, se procede a la asignación de los apoyos del pórtico creado. Para realizar esta operación hay que acceder a la pestaña *Assign* en el apartado del desplegable de restricciones asociadas a las articulaciones (*Joint, Restraint*). Así, aparece una ventana en la que se pueden impedir o permitir los desplazamientos y giros en las tres direcciones del espacio (Fig.33). Se van a modelar todos los apoyos de tipo empotrado.

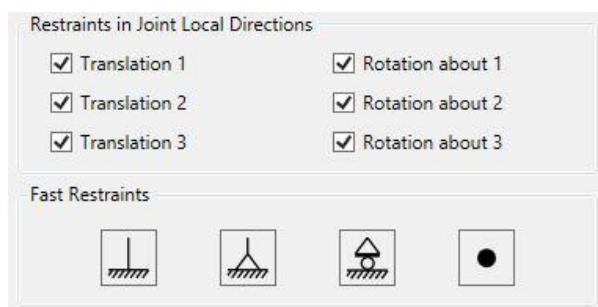


Figura 33. Restricciones impuestas a los apoyos de la estructura.

Es importante comprobar que el programa va a realizar un cálculo tridimensional. Para ello, en la barra de herramientas superior accediendo a la pestaña *Analyze*, en la sección relativa a la configuración de las opciones de análisis (*Set Analyze Options*) se ha de indicar que el análisis ha de llevarse a cabo en las tres dimensiones del espacio y no un estudio en el plano.

Posteriormente, se puede efectuar la definición de las correas. Del cálculo realizado en el apartado correspondiente, se ha obtenido que los perfiles a emplear tanto para correas de cubierta como de paramentos verticales son ZF225.4.0. En este caso, el programa no cuenta con los perfiles en Z deseados, con lo que se añadirá un nueva sección en Z, incorporando en el programa los datos de la geometría correspondiente. Se ha de tener en cuenta que los perfiles en Z son conformados en frío.

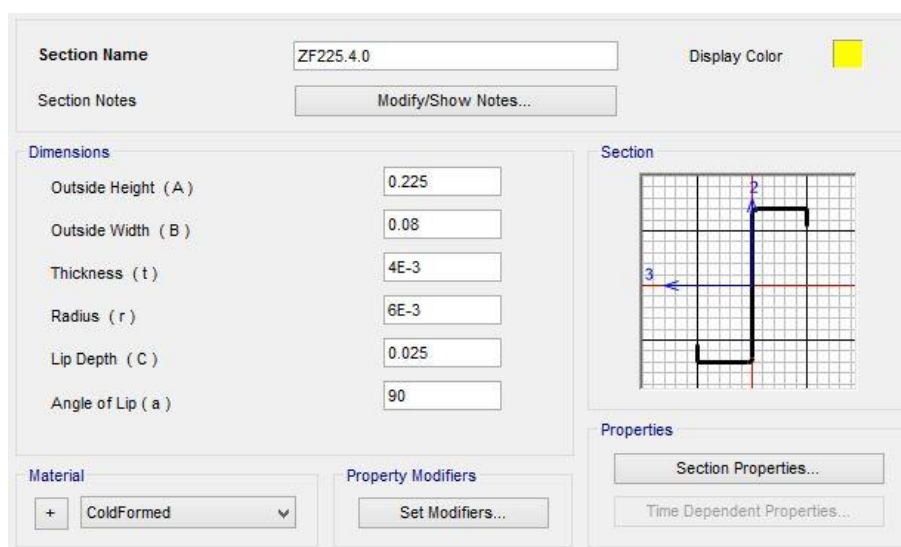


Figura 34. Definición de los parámetros de las correas.

En este instante, se puede proceder a la agrupación de los elementos similares a su correspondiente grupo. Esta maniobra se va a realizar cada vez que se grafiquen nuevos elementos aunque no se explique posteriormente. Para efectuarla, en la pestaña superior *Define*, en el apartado *Groups*, se van a crear los grupos que se van a emplear a lo largo de este trabajo.

Se van a definir diferentes grupos para las correas de cubierta y de fachada, cubiertas, fachadas laterales y hastiales, pilarillos, dinteles de cerramiento, dinteles de refuerzo, *Links*, dinteles y pilares. Existen tantos grupos de estos dos últimos elementos constructivos como pórticos tiene la nave, para así poder realizar las operaciones necesarias sobre cada uno de ellos.

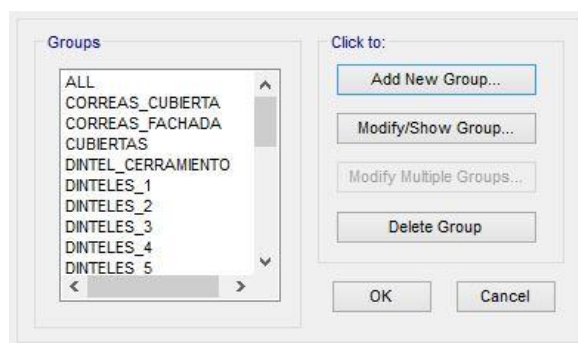


Figura 35. Definición de grupos de elementos constructivos.

Una vez realizada la operación anterior, se podrán asignar los elementos constructivos a cada grupo. Para ello, se ha de acudir a la pestaña *Assign*, *Assign to Group*, de manera que aparece una ventana emergente en la que, seleccionando por ejemplo los dinteles, se indicará que se han de añadir a su grupo correspondiente. Esta operación se ha de repetir con los diferentes elementos antes de replicar los pórticos para generar la nave industrial, puesto que así se consigue un ahorro de tiempo importante.

A continuación, se va a realizar la discretización de los pilares y dinteles del pórtico hastial realizado. Es decir, se van a crear los nudos correspondientes para el posicionamiento en los mismos de las correas. Ya se ha determinado el número de correas necesarias tanto en cubierta

como en paramentos verticales. Por lo tanto, los dinteles se van a dividir en tantas partes como el número de correas precisadas menos una, ya que dos de ellas van a estar situadas en los extremos de los dinteles.

En el caso de los pilares, van a disponer del mismo número de espaciados que de correas, ya que en la posición inferior, coincidente con la rasante de la solera de la construcción, se va a disponer un elemento de transmisión de cargas adicional para evitar en la medida de lo posible los efectos de la intrusión.

Esta operación se va a realizar únicamente en el pilar y faldón izquierdo de la cubierta, de manera que posteriormente se realizará una simetría de los elementos generados. Para realizarla, se accede al apartado de división de barras (*Divide Frames*) dentro de la pestaña *Edit, Edit Lines*, seleccionando los elementos que se van a fragmentar y determinando el número de elementos deseados.

Divide Options for Selected Straight Frame Objects

Divide into Specified Number of Frames

Number of Frames: 11

Last/First Length Ratio: 1

Figura 36. Discretización del dintel para el posterior posicionamiento de las correas.

Para posicionar las correas sobre los pilares y dinteles es necesario definir unas conexiones o enlaces, denominadas *Links*. En la pestaña *Define* y en el apartado *Section Properties, Link/Support Properties*, se van a definir los *Links* para su posterior modelización. Además, se van a fijar todas sus propiedades direccionales, como así se muestra en la siguiente ilustración (15):

Link/Support Type: Linear

Property Name: LINKS

Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters

Shear Couple

Equal End Moments

Advanced

Modify/Show

Total Mass and Weight

Mass: 0

Weight: 0

Rotational Inertia 1: 0

Rotational Inertia 2: 0

Rotational Inertia 3: 0

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for All...	<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>		
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input checked="" type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input checked="" type="checkbox"/>		
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input checked="" type="checkbox"/>		

Fix All

Clear All

Figura 37. Definición de *Links* para la fijación de las correas.

Para dibujar los *Links* de conexión entre las correas y los pilares o dinteles, es necesario graficar unas articulaciones especiales que se corresponden con los puntos finales de los *Links*. En la región izquierda de la pantalla existe un comando que permite realizar dicha operación, *Draw*

Special Joints. Se ha de especificar una separación existente entre los centros de gravedad del pilar o dintel y de la correa.

Como no se conoce la sección final de los elementos constructivos del pórtico, se va a especificar una distancia de 0,3 metros, que coincidirá con la extensión de los *Links*. Para establecer esta separación en el dintel, se ha de tener en cuenta el ángulo de inclinación de cubierta para así proyectar las distancias correspondientes.

En este instante, se pueden dibujar los *Links* para la posterior conexión de las correas a los dinteles y pilares. Esta operación se puede realizar a través del comando *Draw 2 Joint Link*. En la siguiente ilustración se puede observar un detalle de los elementos de conexión mencionados, así como de las articulaciones previamente graficadas. Cabe recordar que los *Links* también se deberán asignar a su grupo correspondiente para posibilitar su selección cuando así se deseé.

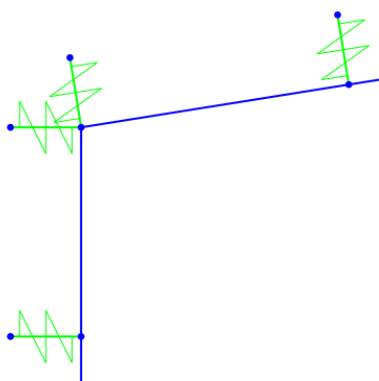


Figura 38. Detalle de los *Links* en la unión pilar - dintel.

Para finalizar con las operaciones en el pórtico hastial dibujado al comienzo en SAP2000, se va a llevar a cabo la simetría de los *Links*, de manera que se obtienen dichas conexiones en el pilar y faldón de la parte derecha del pórtico. Para ello, se ha de acudir al comando *Replicate* dentro de la pestaña de edición. Este comando va a ser empleado en numerosas ocasiones por el ahorro de tiempo que conlleva.

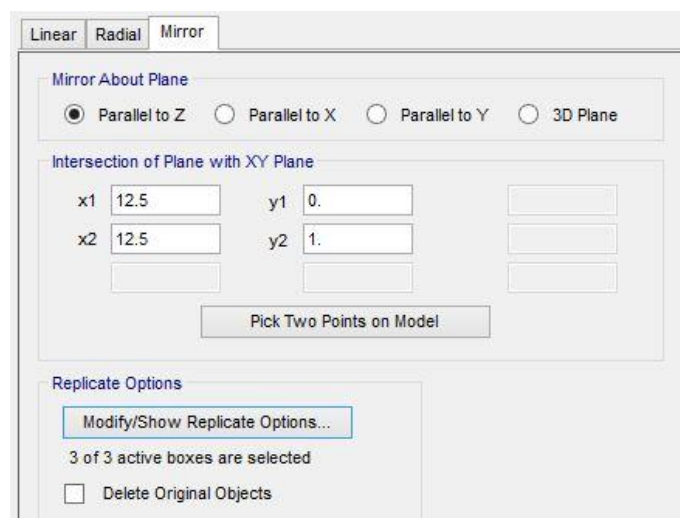


Figura 39. Simetría de los *Links* pertenecientes al pórtico hastial.

Se debe especificar que se trata de una operación de simetría, así como el eje de simetría (Fig.39). Se ha de indicar que para realizar correctamente las operaciones del comando *Replicate*, se han de activar todas las opciones posibles, de forma que todas ellas estén activas.

Como se puede observar, la modelización de la estructura en el programa de cálculo es un proceso extenso, ya que hasta el momento únicamente se han realizado las operaciones relativas a un pórtico. No obstante, por medio del comando *Replicate* se pueden efectuar la mayoría de las operaciones para la construcción de la nave industrial.

Haciendo uso de esta herramienta, se van a copiar todos los elementos del pórtico hastial en dirección normal al pórtico, a excepción de los pilarillos y el dintel de cerramiento, que son exclusivos de los pórticos extremos. En este caso se trata de una operación lineal en la que se han de definir la separación entre pórticos, es decir, el módulo, y el número de pórticos que se quieren replicar longitudinalmente, tantos como pórticos tenga la nave menos uno que ya se ha implementado. En la siguiente ilustración se puede observar lo explicado.

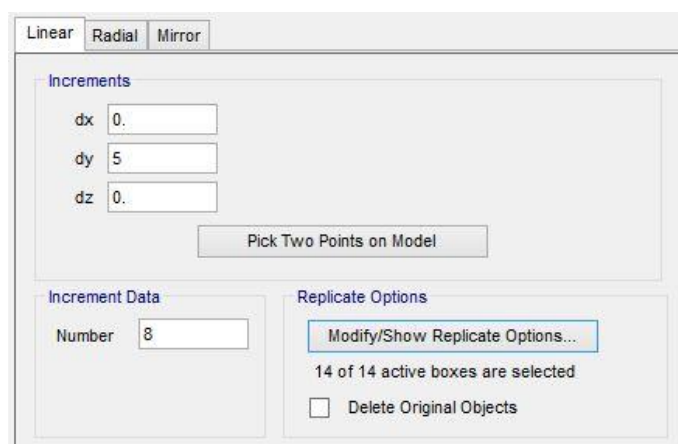


Figura 40. Replicar pórticos para construir la nave industrial.

De nuevo, seleccionando los pilarillos y dintel de cerramiento del pórtico hastial y empleando el comando *Replicate*, se puede llevar a cabo su simetría para la disposición de éstos en el otro pórtico hastial. La operación se efectúa de manera similar a las explicadas anteriormente.

5.2. CORREAS Y ELEMENTOS DE CERRAMIENTO

En este momento se puede pasar a la vista 3D del programa, ya que a partir de ahora se va a trabajar en la dirección longitudinal de la construcción. En primer lugar, se van a dibujar las correas entre el segundo y primer pórtico de la nave industrial. Únicamente se graficarán las relativas al pilar y dintel de la parte izquierda para después llevar a cabo la simetría de las mismas.

La consideración que hay que tener en cuenta para las correas es su correcta orientación. Para ello, basta con modificar los ejes locales de las correas en función de su localización. Esta operación se realiza en el apartado *Frame, Local Axes* de la pestaña *Assign*. A continuación se puede observar un detalle de la orientación de las correas:

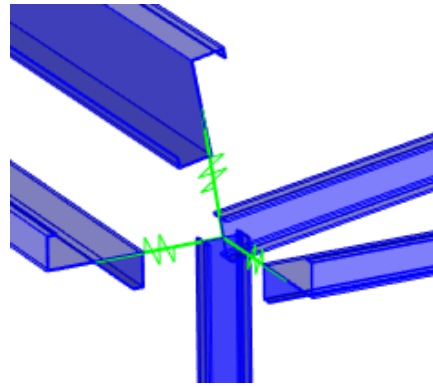


Figura 41. Detalle de la orientación de las correas.

Realizada la operación de simetría de las correas graficadas entre el segundo y el primer pórtico, se ha de indicar que la orientación de éstas es exactamente la contraria a la que deberían tener. Para solucionar este problema existe el comando *Reverse Connectivity*, por medio del cual se puede llevar a cabo un giro completo de estos elementos.

Después de haber incluido las correas a su grupo correspondiente, se pueden replicar las correas en dirección longitudinal de la nave. El modo de operación es similar a la obtención de los pórticos en el plano YZ de la construcción.

Como último elemento estructural, se va a añadir un perfil hueco rectangular de unión entre los pilares y dinteles intermedios cuya misión es rigidizar y reforzar la nave industrial en la dirección transversal, además de absorber en gran medida el esfuerzo axial generado por el viento actuando en dirección transversal a la nave industrial.

Para ello, se han incorporado las secciones necesarias a SAP2000 y se han graficado en la estructura resistente de la construcción. No hay que olvidarse de incluir cada elemento constructivo en su respectivo grupo. De esta manera, se obtiene la estructura que se puede observar en la siguiente ilustración:

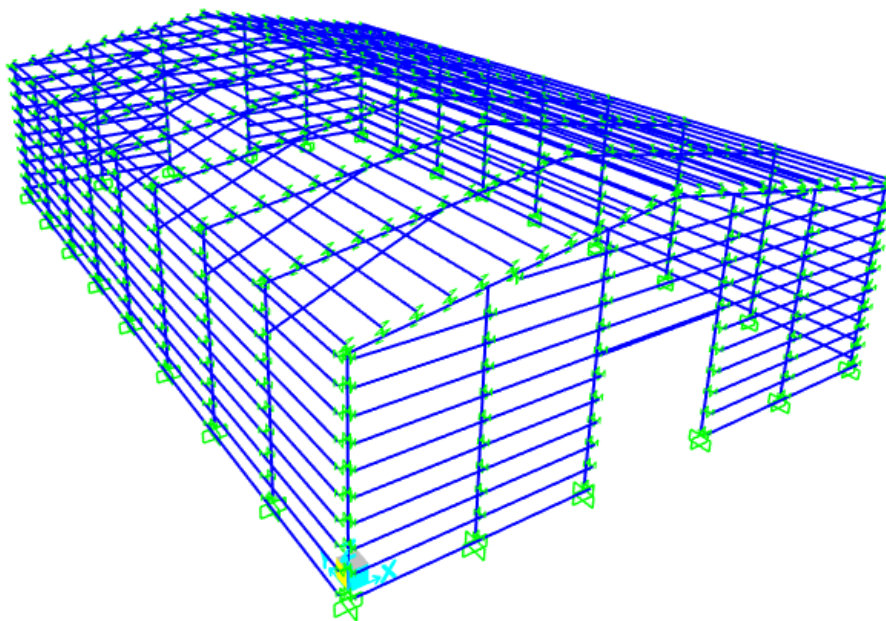


Figura 42. Estructura de la nave industrial con correas.

En este instante, ya se dispone de los elementos estructurales principales que conforman la estructura. Por lo tanto, se puede pasar al modelado de los cerramientos. Estas operaciones son necesarias ya que el cálculo de las acciones se ha realizado como cargas distribuidas en la superficie. En caso de aplicar las cargas directamente sobre las correas, o bien sobre los dinteles y pilares, es necesario llevar a cabo la contribución de carga que adquiere cada elemento estructural como así se explicó en el apartado de la determinación de las acciones.

También se ha indicado que los cerramientos, en este caso paneles sándwich, se van a modelar como elementos sin masa cuya misión es transmitir y repartir las cargas sobre las correas. Entonces, bastará con dibujar las diferentes áreas que conforman la nave industrial; es decir, las fachadas laterales y hastiales, y las cubiertas. En el programa existe por defecto un elemento tipo área sin sección (*None*), muy empleado para transmitir las cargas a los elementos estructurales.

Existe un comando en la barra de herramientas situada en la parte izquierda de la pantalla de SAP2000 denominado *Draw Poly Area*. Seleccionando el tipo de sección mencionado anteriormente se puede dibujar cada una de las fachadas o cubiertas, considerando que se han de graficar en sentido horario para una mayor claridad a la hora de aplicar las cargas. Así, se consigue que el eje local normal a la superficie adquiera valores positivos hacia el interior de la nave.

De igual manera que con otros elementos, se van a modelar el mínimo número de áreas para posteriormente realizar la operación de simetría, tanto para las fachadas laterales y hastiales, como para las cubiertas. Además, es aconsejable asignar cada una de ellas a su grupo correspondiente antes de realizar la operación de simetría.

En relación con los ejes locales de las áreas creadas, se ha de indicar que al realizar la simetría de éstas los ejes resultan inversos a la orientación deseada. No obstante, el programa cuenta con un comando para invertir el sentido de los ejes locales (*Reverse Local 3*), logrando así en todos los ejes locales con dirección normal a la superficie de las áreas, valores positivos hacia el interior de la nave industrial.

Para finalizar con las operaciones asociadas a los elementos área empleados para transmitir las cargas que reciben a las correas, se ha de llevar a cabo la discretización de las diferentes áreas realizadas. Esta operación es necesaria debido a que para la acción del viento existen numerosas regiones con valores diferentes de presión y / o succión en función de la zona considerada.

Además, por tratarse SAP2000 de un programa de elementos finitos, es importante dividir los elementos de estudio en pequeños elementos para que el software pueda realizar los cálculos asociados a cada uno de los elementos discretizados. Lógicamente, cuanto mayor sea la discretización, dicho de otro modo, cuantos más elementos se utilicen, mayor precisión se obtendrá en los cálculos, pero también será más elevado el coste computacional. Por ello, hay que llegar a una solución de compromiso en la que los resultados sean lo suficientemente precisos.

Por ello, seleccionando cada una de las áreas generadas, con el comando *Edit Areas*, situado en la pestaña de edición, se realiza la discretización de las mismas en tantos elementos como se deseé. El criterio de discretización que se ha tenido en cuenta ha sido el siguiente: para las cubiertas y fachadas laterales, se han dividido las áreas en tantas partes como huecos hay entre correas. Es decir, 9 para las fachadas laterales, y 11 para las cubiertas. En dirección longitudinal de la nave, ambas se han fragmentado en 72 elementos, 9 divisiones por crujía.

Para las fachadas hastiales, en primer lugar se ha de tener en cuenta que constan de un área rectangular y otro triangular hasta cumbre. La primera se ha discretizado en 9 elementos verticales y 44 transversales, de manera proporcionada a los anteriores. Por su parte, el área

triangular se ha dividido en los mismos elementos transversales y 2 verticales, considerando el número de correas en esta región.

En segundo lugar, debido a que se ha considerado un cerramiento practicable en cada una de las fachadas hastiales, en dicha región no se van a aplicar acciones de ningún tipo, ya que principalmente por estos huecos se han considerado los efectos del viento en el interior de la nave industrial. En la siguiente ilustración se muestra la construcción con la discretización de las áreas que conforman los cerramientos de la nave:

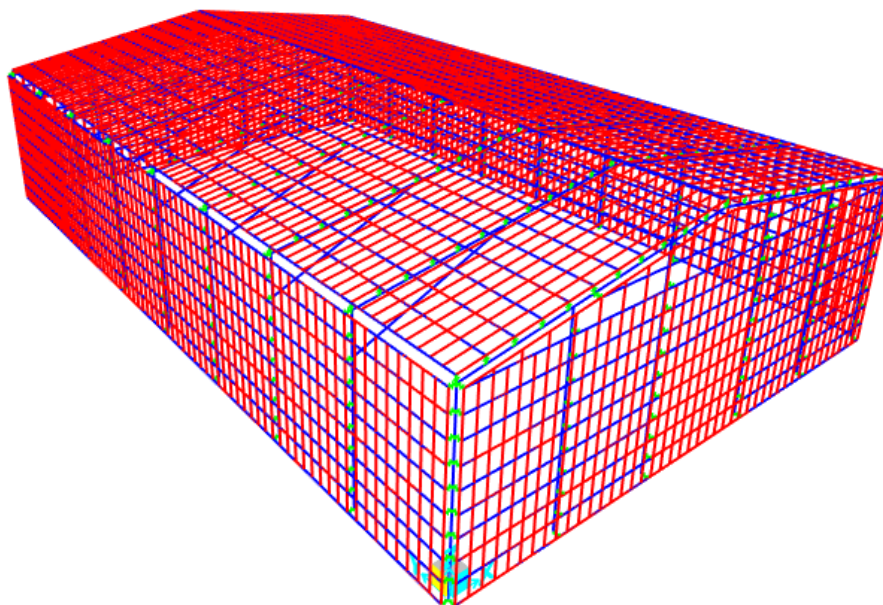


Figura 43. Elementos área discretizados.

En función del número de elementos área discretizados es conveniente dividir las correas y los elementos estructurales para conseguir una correcta distribución de las cargas sobre las correas, y de éstas a los elementos estructurales. Empleando el comando *Automatic Mesh Frame*, incluido en la pestaña *Assign, Frame*, se puede imponer el número de particiones en los que se desea fragmentar cada uno de los elementos.

Para los elementos estructurales y correas se han establecido el doble de particiones que el número de elementos área realizados en cada dirección. Es decir, los elementos verticales poseen un mallado automático de 18 divisiones, mientras que los dinteles presentan 22, ya que las cubiertas se han discretizado en 11 partes iguales.

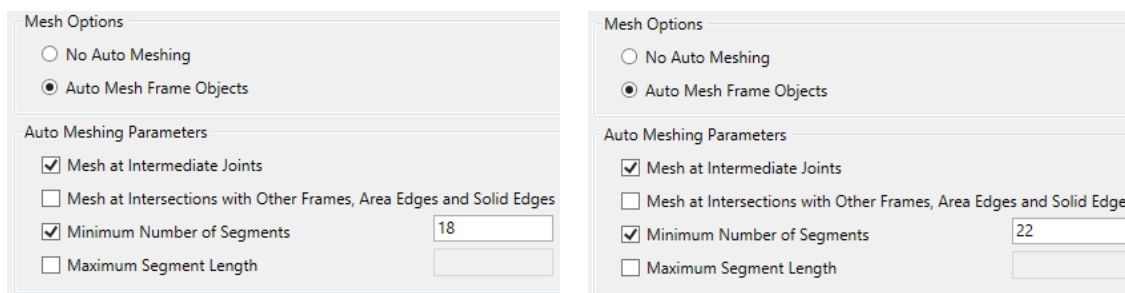


Figura 44. Mallado automático de elementos estructurales y correas.

5.3. COMBINACIÓN DE ACCIONES Y APLICACIÓN DE CARGA

A partir de este momento, solamente quedan por realizar las operaciones referentes a la generación de los patrones de carga y sus combinaciones, y la aplicación de las cargas sobre los elementos área creados previamente.

Para la definición de los patrones de carga hay que tener en cuenta todas las acciones calculadas sobre la estructura. Esta operación se lleva a cabo en el apartado *Load Pattern* de la pestaña *Define*. Por defecto, el programa incluye el peso propio de los elementos estructurales como así se indicó en el cálculo del peso propio.

En la Fig.45 se pueden observar los patrones de carga definidos. Cabe indicar que el peso propio de los elementos estructurales (*Dead*) es el único patrón de carga que dispone de un 1 en la casilla *Self Weight Multiplier*. De esta forma, se consigue que el programa tenga en cuenta el peso propio de los elementos estructurales.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
DEAD	Dead	1	
NO	Other	0	
N1	Other	0	
N2	Other	0	
V11	Wind	0	Eurocode1 2005
V12	Wind	0	Eurocode1 2005
V21	Wind	0	Eurocode1 2005
V22	Wind	0	Eurocode1 2005
V3	Wind	0	Eurocode1 2005
V4	Wind	0	Eurocode1 2005
CP	Dead	0	

Figura 45. Patrones de carga.

El tipo de patrón de carga en este trabajo va a ser indiferente debido a que las combinaciones de carga se van a incluir manualmente, ya que el programa no considera todas las combinaciones posibles definidas en el apartado *Combinaciones de acciones*.

Además, la carga de nieve no la tiene en cuenta correctamente, ni tampoco considera los posibles efectos favorables o desfavorables de las acciones, por lo que se ha decidido no optar por las combinaciones automáticas efectuadas por SAP2000.

Para ello, en la misma pestaña empleada en la anterior operación y en el apartado *Load Combinations*, se pueden añadir todas las combinaciones de acciones considerando incluyendo el factor de escala de cada uno de los patrones de carga.

Éste será el producto del coeficiente parcial de seguridad y del coeficiente de simultaneidad. En la anterior ilustración se puede observar una de las combinaciones realizadas para ELU.

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
DEAD	Linear Static		1.35
DEAD	Linear Static		1.35
CP	Linear Static		1.35
NO	Linear Static		1.5
V11	Linear Static		0.9

Figura 46. Combinaciones de carga manuales.

En este mismo apartado se va a definir una combinación de acciones especial. Se trata de la envolvente de esfuerzos, que incluye los máximos y mínimos esfuerzos para los diferentes estados de carga. De esta manera se consigue un ahorro de trabajo importante, ya que en el momento de realizar el dimensionamiento y comprobaciones se obtienen directamente los valores más críticos de todas las posibles combinaciones de acciones.

Para incluirla en SAP2000, se ha de generar una nueva combinación de tipo envolvente, en la que se añaden todas las combinaciones de acciones creadas previamente. En la siguiente ilustración se muestra la envolvente de esfuerzos para ELU:

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
ELU1	Combination		1.
ELU1	Combination		1.
ELU10	Combination		1.
ELU11	Combination		1.
ELU12	Combination		1.
ELU13	Combination		1.
ELU14	Combination		1.
ELU15	Combination		1.
ELU16	Combination		1.

Figura 47. Envolvente de esfuerzos para ELU.

La definición de las combinaciones de carga para ELS es similar a ELU, únicamente teniendo en cuenta que los factores de escala son diferentes debido a que los coeficientes parciales de ambos estados límite cambian. La realización de la envolvente de esfuerzos de ELS se lleva a cabo por medio de un procedimiento similar.

Para finalizar con las operaciones relativas a las cargas, se han de aplicar correctamente en los diferentes elementos área generados previamente. Se materializa en la pestaña *Assign, Frame Loads*, y en el apartado *Uniform (Shell)*, de manera que aparece una ventana emergente en la que se han de determinar el patrón de carga asociado, el sistema de coordenadas y dirección de aplicación de la carga. En la Fig.48 se muestran estos parámetros para la hipótesis de carga de nieve simétrica aplicada sobre las cubiertas.

The screenshot shows a dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Pattern: NO
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Load Direction: Gravity
- Uniform Load:**
 - Load: 390 N/m²
- Options:**
 - Add to Existing Loads
 - Replace Existing Loads
 - Delete Existing Loads

Figura 48. Aplicación de la hipótesis de carga de nieve simétrica sobre las cubiertas.

Para las acciones de nieve en sus diferentes hipótesis y carga permanente añadida de los elementos de cerramiento, la dirección de aplicación es la de la gravedad, es decir, sobre proyección horizontal. Sin embargo, las cargas de viento van aplicadas en dirección normal a la superficie; es por ello que se detuvo la explicación en la colocación de los ejes locales de las áreas creadas.

The two screenshots show the following settings:

- Left Screenshot (Gable Wall):**
 - General: Load Pattern: V11, Coordinate System: GLOBAL, Load Direction: Y
 - Uniform Load: Load: -1118.88 N/m²
 - Options: Add to Existing Loads
- Right Screenshot (Roof):**
 - General: Load Pattern: V11, Coordinate System: Local, Load Direction: 3
 - Uniform Load: Load: -1421.18 N/m²
 - Options: Replace Existing Loads

Figura 49. Aplicación de viento en fachada hastial y cubierta, respectivamente.

En cuanto al viento en paramentos verticales, se puede utilizar el sistema de coordenadas global en la dirección normal correspondiente a cada fachada. Sin embargo, para la aplicación del viento en cubierta se elige el sistema de coordenadas local en dirección 3, correspondiente a la dirección normal a la superficie de cubierta. En la anterior ilustración se puede observar lo explicado en este párrafo.

Para finalizar este apartado, se van a establecer las preferencias de diseño para el posterior dimensionamiento de los elementos estructurales en función de los esfuerzos a los que están

sometidos. Acudiendo al apartado *View/Revise Preferences* de la pestaña *Design, Steel Frame Design*, se pueden modificar los parámetros de diseño de acero estructural.

Se van a indicar la normativa de aplicación, los valores de los coeficientes parciales de seguridad y la consideración de los desplazamientos para ELS. Además, se va a modificar en esta misma ventana el ratio de demanda / capacidad, ya que SAP2000 por defecto tiene establecido 0,95.

Para un diseño más ajustado, se considera más adecuado establecer un valor de 1, ya que en las comprobaciones se tiene en cuenta los diferentes coeficientes parciales de seguridad. Estos coeficientes modificados son los que se muestran de color rojo en la figura expuesta seguidamente:

Item	Value
1 Design Code	Eurocode 3-2005
2 Country	CEN Default
3 Combinations Equation	Eq. 6.10
4 Reliability Class	Class 2
5 Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
6 Multi-Response Case Design	Envelopes
7 Framing Type	DCH-MRF
8 Behavior Factor, q	4.
9 System Overstrength Factor, Omega	1.
10 Consider P-Delta Done?	No
11 Consider Torsion?	No
12 GammaM0	1.05
13 GammaM1	1.05
14 GammaM2	1.25
15 Ignore Seismic Code?	No
16 Ignore Special Seismic Load?	No
17 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
18 Consider Deflection?	Yes

Figura 50. Modificación de las preferencias de diseño para el dimensionamiento.

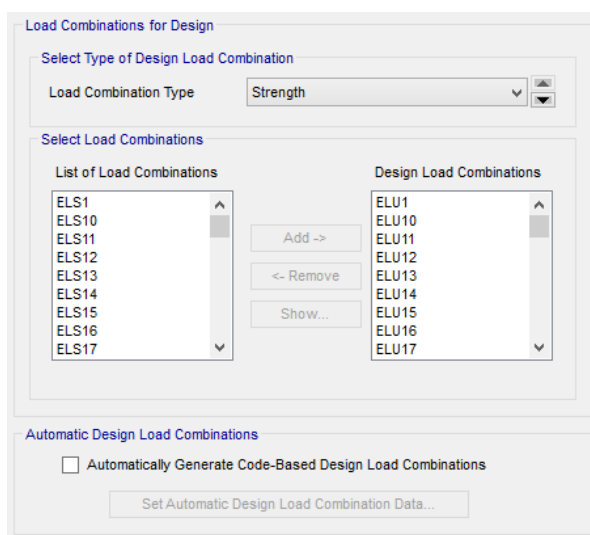


Figura 51. Selección de combinaciones de carga para el dimensionamiento de los elementos estructurales.

También es necesario indicarle al programa de cálculo las combinaciones de acciones que ha de emplear tanto para ELU como para ELS. Esta operación se realiza en el apartado *Select Design Combos*, incluido en la pestaña mencionada anteriormente. Se deberán seleccionar el

tipo de combinaciones de carga, ya sea resistencia o desplazamientos, e incluir en cada uno de ellos las combinaciones respectivas (Fig.51).

De esta manera, se puede iniciar el cálculo de los esfuerzos a los que están sometidos todos los elementos estructurales. Para ello, basta con clicar en el comando *Run Analysis* e indicar los patrones de carga que se han de ejecutar. En este caso, son todos ellos a excepción del patrón de carga modal generado automáticamente por el programa, con lo que se desactiva para no ralentizar el cálculo.

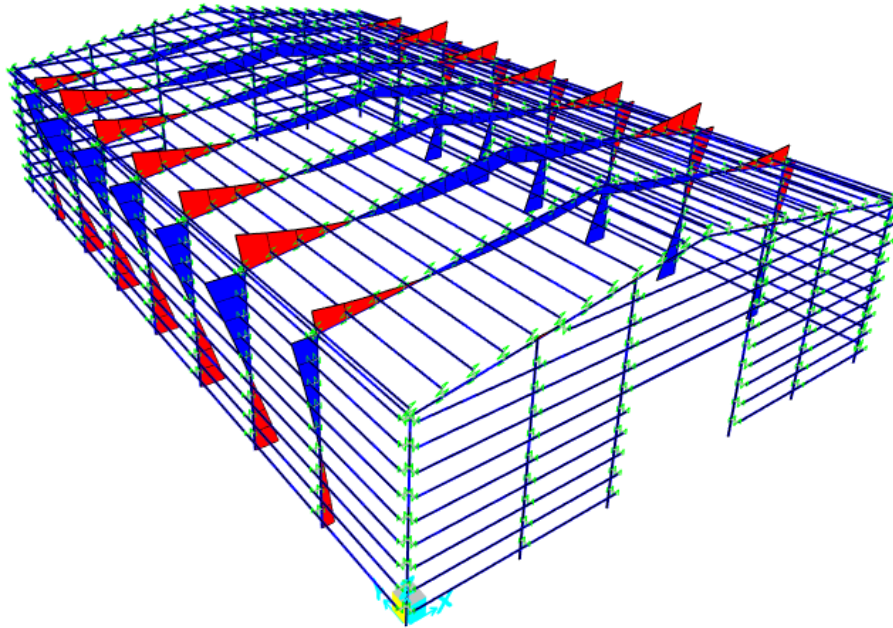


Figura 52. Diagrama de momentos flectores en el eje fuerte para una de las combinaciones.

En la Fig.52 se muestran los diagramas de momentos flectores en el eje fuerte para una de las combinaciones de acciones realizadas. Sobre los pilares y dinteles de los pórticos laterales no se aprecia la distribución de momentos flectores por ser bastante inferior a la de los elementos de los pórticos intermedios, pero si existe como así se analizará más adelante.

CAPÍTULO 6

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIONES

6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este apartado se va a llevar a cabo el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales que componen la nave industrial. Para ello, se van a agrupar dichos elementos en grupos estructurales, de manera que solamente se va a comprobar la barra más solicitada de cada uno de ellos.

Los grupos de elementos estructurales considerados son los siguientes:

- Pilares intermedios.
- Pilares hastiales.
- Pilarillos.
- Dinteles intermedios.
- Dinteles hastiales.
- Dinteles de cerramiento practicable.
- Dinteles de refuerzo.
- Correas.

Todos los perfiles son de la serie HEB a excepción de los elementos de los pórticos hastiales y de cerramiento practicable, además de los dinteles de refuerzo. Los dos primeros son de la serie IPE y los últimos, secciones tipo tubo.

Se va a realizar un estudio de los elementos estructurales de cada uno de los grupos mencionados, para su correcto cumplimiento de los ELU de resistencia o agotamiento y estabilidad, y de los ELS de desplazamientos.

Para abordar este apartado, en primer lugar hay que determinar los máximos esfuerzos a los que están sometidos los elementos estructurales. Es por ello que se ha generado en la anterior sección la envolvente de esfuerzos. No obstante, es importante recalcar que dichos valores únicamente se pueden emplear cuando no hay interacción de esfuerzos.

Es decir, si se realiza la comprobación a esfuerzo axil se podrá tomar el valor obtenido de la envolvente, pero si existe interacción de axil y flector, habrá que determinar dichos esfuerzos para la combinación más desfavorable, ya que en tal caso se estaría sobredimensionando la estructura.

6.1.1. Pilares intermedios

En primera instancia, se muestran los valores máximos de esfuerzos relativos a los pilares intermedios obtenidos de la envolvente de esfuerzos. Se ha de indicar que estos valores son los máximos de todo el conjunto de pilares intermedios, normalmente ocurriendo cada uno de ellos en diferentes elementos y tras la realización de distintas combinaciones.

- $M_{y,Ed} = -260196,41 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = 23986,81 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = -132944,88 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = 9038,74 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -113141,99 \text{ N}$

Por su parte, se han analizado las combinaciones de acciones y se ha obtenido que el conjunto de mayores esfuerzos se produce con ELU7, que se corresponde con la carga de nieve en distribución simétrica “N0” como acción determinante y viento “V22” como carga concomitante. Se puede observar que, en este caso el tipo de esfuerzo de mayor importancia en

el diseño son los momentos flectores, puesto que la combinación más desfavorable es aquella que produce las máximas solicitaciones en cuanto a momentos flectores.

- $M_{y,Ed} = -260196,41 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = 1266,68 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = -132944,88 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -1567,72 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -105526,22 \text{ N}$

A partir de este momento, se va a realizar el dimensionamiento por medio de las comprobaciones de la Instrucción de Acero Estructural (EAE), tanto para ELU de resistencia, ELU de inestabilidad como para ELS de desplazamientos. Se ha de tener en cuenta que para las comprobaciones ante un único esfuerzo se emplean los valores obtenidos de la envolvente de esfuerzos, mientras que si existe interacción de esfuerzos, se emplearán los de la combinación de acciones más desfavorable indicada en cada caso.

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axial de compresión

Por tratarse de un problema de dimensionamiento, no se conoce la sección de partida, por lo que se va a estimar el área necesaria a partir del esfuerzo axial al que está sometido. También se desconoce la clase de la sección, por lo que se va a suponer primeramente que se trata de una sección de clase 1, 2 o 3.

El valor del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$113141,99 \text{ N} \leq \frac{A * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$A \geq 4,320 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,320 \text{ cm}^2$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuya área es inmediatamente superior es HEB100.

Ahora se puede determinar la clase de la sección según el apartado 20.3 de la EAE. Para elementos flexocomprimidos, es necesario determinar un parámetro “ α ” que es función de las tensiones de tracción y compresión generadas en el material. Se ha de tener en cuenta que las compresiones se consideran con valor positivo. Es decir:

$$\alpha = \frac{\sigma_c}{\sigma_c - \sigma_t}$$

$$\sigma_t = \frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{y,Ed}}{I_y} * \left(\frac{h}{2} - t_f\right), \quad \sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{I_y} * \left(\frac{h}{2} - t_f\right)$$

$$\sigma_t = \frac{105526,22 \text{ N}}{26 * 10^{-4} \text{ m}^2} - \frac{260196,41 \text{ N} * \text{m}}{450 * 10^{-8} \text{ m}^4} * \left(\frac{0,1}{2} - 0,01\right) \text{m} = -2272269970 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_c = \frac{105526,22 \text{ N}}{26 * 10^{-4} \text{ m}^2} + \frac{260196,41 \text{ N} * \text{m}}{450 * 10^{-8} \text{ m}^4} * \left(\frac{0,1}{2} - 0,01\right) \text{m} = 2353443985 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha = \frac{2353443985 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{(2353443985 - (-2272269970)) \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} = 0,5088$$

Siendo “h” la altura del perfil empleado, y “t” el espesor de las alas. Se recuerda que al tratarse de una ecuación en la que intervienen dos esfuerzos, se ha de considerar los valores de la combinación más desfavorable y no de la envolvente de esfuerzos. Cuando el parámetro “α” es superior a 0,5 se deberá realizar la siguiente comprobación, de manera que si se cumple dicha condición se trata de una sección de clase 1:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 * \varepsilon}{13 * \alpha - 1}, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

$$\frac{56 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} \leq \frac{396 * 0,9244}{13 * 0,5088 - 1}, \quad 9,33 \leq 65,21 \rightarrow \text{Clase 1}$$

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “M_{Ed}” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación, teniendo en cuenta que se trata de clase 1:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Esta comprobación se deberá realizar para el momento en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo plástico “W_{pl}” respectivo.

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad 260196,41 \text{ N} * \text{m} &\leq \frac{104,2 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } y - y, \quad 260196,41 \text{ N} * \text{m} &\leq 27290,48 \text{ N} * \text{m} \rightarrow \text{No cumple} \\ \text{Eje } z - z, \quad 23986,81 \text{ N} * \text{m} &\leq \frac{51 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } z - z, \quad 23986,81 \text{ N} * \text{m} &\leq 13357,14 \text{ N} * \text{m} \rightarrow \text{No cumple} \end{aligned}$$

Por lo tanto, se ha de realizar un nuevo dimensionado a partir del módulo resistente para determinar la sección necesaria. Se va a realizar a partir del esfuerzo relativo al eje fuerte “y-y”, ya que se trata de un valor más restrictivo:

$$260196,41 \text{ N} \cdot \text{m} \leq \frac{W_{pl,y} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$W_{pl,y} \geq 9,9348 * 10^{-4} \text{ m}^4 = 993,48 \text{ cm}^4$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuyo módulo plástico es inmediatamente superior es HEB240. Repitiendo el procedimiento anteriormente explicado, se puede determinar la clase de la sección. Para no repetir los cálculos, únicamente se expone que se trata de un perfil de clase 1.

Ahora se va a comprobar si esta sección es suficiente para soportar el momento aplicado en el eje débil “z-z”:

$$\text{Eje } z - z, \quad 23986,81 \text{ N} \cdot \text{m} \leq \frac{499 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 23986,81 \text{ N} \cdot \text{m} \leq 130690,48 \text{ N} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Comprobación a esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Donde “ A_v ” es el área a cortante, obtenida a través de la siguiente expresión para secciones de perfiles laminados en I o en H. Todos los parámetros intervinientes son relativos a la geometría de la sección transversal:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \quad A_v > 1,2 * h_w * t_w$$

$$A_v = 106 \text{ cm}^2 - 2 * 24 \text{ cm} * 1,7 \text{ cm} + (1 + 2 * 2,1) \text{ cm} * 1,7 \text{ cm} = 33,24 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 1,2 * 16,4 \text{ cm} * 1 \text{ cm} > 19,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Con lo que se puede realizar la comprobación:

$$132944,88 \text{ N} \leq \frac{33,24 * 10^{-4} \text{ m}^2 * (275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} / \sqrt{3})}{1,05}$$

$$132944,88 \text{ N} \leq 502624,65 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Hasta el momento, se han realizado las comprobaciones de esfuerzos máximos a los que están sometidos los pilares intermedios. Por ello, se han tomado los valores de los esfuerzos obtenidos

de la envolvente. Estas comprobaciones es necesario llevarlas a cabo debido a que la combinación más desfavorable puede tener un esfuerzo cortante despreciable, adquiriendo el valor máximo en otra combinación y no cumpliendo así dicha comprobación. No obstante, esta situación no suele tener cabida en la práctica.

A partir de ahora, se van a realizar las comprobaciones de interacción de esfuerzos, de manera que hay que emplear los esfuerzos de la combinación más desfavorable, en este caso ELU7.

d) Interacción de esfuerzos de flexión y cortante

En las situaciones en las que las secciones estén sometidas al efecto de la interacción de esfuerzos de flexión y cortante, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión.

Dicha reducción únicamente deberá llevarse a cabo cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” sea superior al 50% de la resistencia plástica “ $V_{pl,Rd}$ ”. Por lo tanto, se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia de cálculo a flexión:

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd}, \quad 128067,72 \text{ N} < 0,5 * 502624,65 \text{ N}$$

$$132944,88 \text{ N} < 251312,65 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Como se cumple la condición establecida por la EAE, no es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión debido al esfuerzo cortante.

e) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

De igual manera que en el caso anterior, se va a determinar si es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión debido al efecto del esfuerzo axil. Esta consideración se ha de realizar tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la sección.

La reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión asociada a cada eje de la sección deberá llevarse a cabo si no se cumple alguna de las siguientes condiciones:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * N_{pl,Rd}; \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo “ $N_{pl,Rd}$ ” la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta a esfuerzo axil de tracción:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{106 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 2776190,48 \text{ N}$$

Por lo tanto, se puede proceder a comprobar si es necesario llevar a cabo la reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * 2776190,48 \text{ N}; \frac{0,5 * 0,164 \text{ m} * 0,01 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \right\}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 105526,22 \text{ N} < \min\{694047,62 \text{ N}; 214761,90 \text{ N}\} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{0,164 \text{ m} * 0,01 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 105526,22 \text{ N} < 429523,81 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Debido a que en ninguna de las situaciones el axil de cálculo es superior a los valores establecidos por la EAE, no es necesario reducir el momento plástico resistente sobre la sección en ninguno de los dos ejes principales de simetría.

f) Interacción de esfuerzos de flexión, cortante y axil

Como se ha demostrado en los apartados anteriores, no es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión por el efecto de los esfuerzos cortante y axil.

➤ ELU DE INESTABILIDAD

De igual manera que en el apartado relativo a ELU de resistencia o agotamiento, se va a comprobar para los máximos esfuerzos obtenidos de la envolvente si los elementos cumplen las comprobaciones establecidas por la normativa de acero. Posteriormente, se llevará a cabo la comprobación a elementos sometidos a flexocompresión por medio de los esfuerzos de la combinación de acciones más desfavorable.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inequación, donde “ $N_{b,Rd}$ ” es la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido y “ χ ” es el coeficiente de reducción de pandeo. Este último es función de una serie de parámetros que se van a ir deduciendo a lo largo de este apartado.

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Se ha de indicar que existen diferentes modos de pandeo. Generalmente, se va a dar este fenómeno de pandeo en el eje débil de la sección, aunque también puede ocurrir alrededor del eje fuerte, tener lugar el modo de pandeo por torsión o por flexotorsión. Sin embargo, el pandeo flexotorsional no puede tener lugar en una sección de tipo doble T debido a que el centro de esfuerzos cortantes “CEC” coincide con el centro de gravedad “CDG” por ser una sección doblemente simétrica. Como se ha indicado, el más habitual es el pandeo alrededor del eje débil de la sección, por lo que es el que se va a mostrar en este apartado.

En primer lugar hay que determinar la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil laminado de tipo doble T, la relación entre la altura y anchura de la sección es menor que

1,2, el espesor de las alas es inferior a 100 mm, el pandeo se produce alrededor del eje z-z, y el tipo de acero, se obtiene que la curva que se ha de considerar para el cálculo es la “c”.

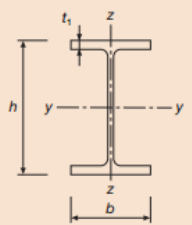
Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
 <p>Secciones de perfiles laminados</p>	$h/b > 1,2$	Y-Y Z-Z	a	a_0
			b	a
	$h/b \leq 1,2$	Y-Y Z-Z	b	a
			c	a

Figura 53. Determinación de la curva de pandeo (10).

El valor del coeficiente de imperfección “ α_z ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,49 tal y como se puede observar en la siguiente ilustración:

Curva de pandeo	a_0	a	b	c	d
Coefficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 54. Valores del coeficiente de imperfección (10).

En este instante, se puede proceder al cálculo del valor del esfuerzo axil crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. Para ello, hay que conocer las condiciones de sustentación del elemento estudiado. Se trata de un soporte empotrado-apoyado, con lo que el coeficiente de pandeo “ β_z ” adquiere el valor de 0,7.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 3920 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 2590771,15 N$$

El esfuerzo axil crítico elástico de pandeo por torsión “ $N_{cr,T}$ ” para el perfil empleado, HEB240, presenta un valor de 17229229,73 N, muy superior al esfuerzo axil crítico de pandeo por flexión alrededor del eje débil de la sección.

En la situación en la que la carga exterior aplicada sea superior al esfuerzo axil crítico elástico previamente calculado, se puede decir que el elemento va a pandear, ya que no soporta la carga crítica ni en la situación en la que se trata a la barra como elemento ideal. En este caso, el menor de los axiles críticos “ $N_{cr,z}$ ” es superior al axil exterior aplicado.

Por lo tanto, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ”, el parámetro “ Φ_z ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{106 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{2590771,15 \text{ N}}} = 1,0607$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,49 * (1,0607 - 0,2) + 1,0607^2] = 1,2735$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,2735 + \sqrt{1,2735^2 - 1,0607^2}} = 0,5055$$

Ya se dispone de los términos necesarios para calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,5055 * 106 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 1403460,164 \text{ N}$$

En último lugar, se puede realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$113141,99 \text{ N} \leq 1403460,164 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”, tal y como se muestra a seguidamente. Además, por tratarse de una sección de clase 1, se emplea el módulo plástico resistente “ $W_{pl,y}$ ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

El coeficiente de reducción para pandeo lateral “ χ_{LT} ” depende de una serie de parámetros que se van a ir deduciendo conforme avanza la explicación.

En primer lugar, se ha de determinar la curva de pandeo lateral. Para secciones de perfiles laminados en doble T, cuya relación entre la altura y anchura del perfil sea menor que 2, como es el caso de la serie HEB, la curva de pandeo es la “a”.

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones de perfiles laminados en doble T	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secciones soldadas en doble T	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Otras secciones	—	d

Figura 55. Determinación de la curva de pandeo lateral (10).

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,21 así como se puede observar en la posterior ilustración:

Curva de pandeo	a	b	c	d
Coefficiente de imperfección α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 56. Valores del coeficiente de imperfección para pandeo lateral (10).

Para determinar el factor de corrección “ k_c ”, necesario para el cálculo del momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”, se ha de conocer la distribución de momentos flectores asociada a la combinación de acciones más desfavorable sobre el pilar más solicitado. Se obtiene del programa de cálculo SAP2000.

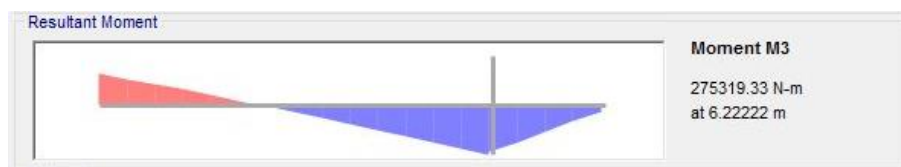


Figura 57. Distribución de momentos flectores en el pilar intermedio más solicitado.

Distribución de momentos flectores	k_c
$\psi = 1$	1,0
$-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Figura 58. Valores del coeficiente de corrección k_c (10).

El factor de corrección más adecuado, extraído de la EAE, presenta un valor de 0,82 como así se puede observar en la anterior ilustración.

En este momento, se puede calcular el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”, que presenta la siguiente expresión que depende de parámetros característicos de la sección transversal y del material:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} * \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right)^{1/2}$$

Esta expresión es válida para la consideración de apoyos en horquilla, carga aplicada en el CEC y alabeo no restringido. Por su parte, el coeficiente “ C_1 ” es el inverso del cuadrado del parámetro “ k_c ”. Por lo tanto:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,82^2} = 1,4872$$

$$M_{cr} = 1,4872 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 3920 * 10^{-8} m^4}{(8 m)^2} * \left(\frac{486900 * 10^{-12} m^6}{3920 * 10^{-8} m^4} + \frac{(8 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 110 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 3920 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 541976,247 N * m$$

Procediendo de manera similar que en apartado anterior, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1054 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{541976,247 N * m}} = 0,7313$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (0,7313 - 0,2) + 0,7313^2] = 0,8232$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,8232 + \sqrt{0,8232^2 - 0,7313^2}} = 0,8326$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” es:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,8326 * 1054 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 229824,395 N * m$$

Y en último lugar, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo del apartado para conocer si es válido o no el perfil HEB240:

$$260196,41 N * m \leq 229824,395 N * m \rightarrow \text{No cumple}$$

Debido al incumplimiento de la condición de elementos sometidos a flexión, se ha de aumentar el perfil. Para determinar la sección necesaria, se va a igualar la expresión de la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” al valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ”, de manera que se puede obtener el módulo plástico necesario para soportar este último.

$$260196,41 N * m \leq \frac{0,8326 * W_{pl,y} * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$W_{pl,y} \geq 1,19329 * 10^{-3} m^3 = 1193,29 cm^3$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuyo módulo plástico es inmediatamente superior es HEB260. Para no ralentizar la explicación, no se van a exponer los cálculos relativos a la determinación de la clase de sección, pero se trata de clase 1.

Teniendo en cuenta que el valor del factor de corrección “ k_c ”, el coeficiente “ C_1 ” y la curva de pandeo son las mismas que para el caso anterior, se pueden repetir los cálculos para realizar la comprobación. El momento flector crítico elástico de pandeo lateral, para el perfil HEB260, adquiere el valor mostrado a continuación:

$$M_{cr} = 1,4872 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 5130 * 10^{-8} m^4}{(8 m)^2} * \left(\frac{753700 * 10^{-12} m^6}{5130 * 10^{-8} m^4} + \frac{(8 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 130 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 5130 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 689575,117 N * m$$

Recalculando la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1282 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{689575,117 N * m}} = 0,7150$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,21 * (0,7150 - 0,2) + 0,7150^2] = 0,8097$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,8097 + \sqrt{0,8097^2 - 0,7150^2}} = 0,8406$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” en este caso es la siguiente:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,8406 * 1282 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 282233,077 N * m$$

Para finalizar con este apartado, la comprobación para el perfil HEB260:

$$260196,41 N * m \leq 282233,077 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Se puede decir que ésta es la comprobación de estabilidad que establece si un perfil es válido o no cuando está sometido a flexión y a compresión. Las dos comprobaciones anteriores se han realizado para tener de referencia un perfil que pueda ser válido.

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las siguientes comprobaciones en las que intervienen unos coeficientes de interacción “ k_{ij} ” obtenidos por medio del método 2 de la EAE. Además, se muestran las condiciones adaptadas a secciones de clases 1, 2 y 3:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Siendo:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 118 * 10^{-4} m^2 = 3245000 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 1282 * 10^{-6} m^3 = 352550 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 603 * 10^{-6} m^3 = 165825 N * m$$

Los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_y ”, “ χ_z ” y “ χ_{LT} ” ya han sido calculados previamente para otros perfiles, por lo que la explicación va a ser más resumida, mostrándose únicamente las operaciones realizadas. Además, “ χ_{LT} ” ya está calculado para el perfil HEB260, adquiriendo un valor de 0,8406.

Relativo al cálculo de “ χ_y ”, se trata de la curva de pandeo “b”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” asociado es de 0,34. A continuación, se calcula el esfuerzo axil crítico elástico “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 14920 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 9860792,25 N$$

La esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” en este caso son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{118 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{9860792,25 N}} = 0,5737$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,34 * (0,5737 - 0,2) + 0,5737^2] = 0,7281$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,7281 + \sqrt{0,7281^2 - 0,5737^2}} = 0,8501$$

Repitiendo el mismo procedimiento para “ χ_z ”, teniendo en cuenta que en este caso se trata de la curva de pandeo “c” y que el valor del coeficiente de imperfección “ α ” asociado es de 0,49:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 5130 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 3390473,48 N$$

La esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ”, el parámetro “ Φ_z ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ” adquieren los siguientes valores:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{118 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{3390473,48 N}} = 0,9783$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + 0,49 * (0,9783 - 0,2) + 0,9783^2] = 1,1692$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,1692 + \sqrt{1,1692^2 - 0,9783^2}} = 0,5526$$

Para calcular los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” es necesario previamente determinar los factores “ C_{mi} ” para la obtención del momento equivalente uniforme, así como se puede observar en la siguiente ilustración. Se ha de indicar que “ C_{myLT} ” va a adquirir el mismo valor que “ C_{my} ” por tratarse de la misma distribución de momentos flectores.

Diagrama de momento	Rango		C_{my} y C_{mz} y C_{mLT}	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$-0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1 - \psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 \cdot (-\psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$

Figura 59. Factores “Cmi” para la obtención del momento equivalente uniforme (10).

La distribución real de momentos flectores asociada al eje fuerte de la sección es la mostrada en la Fig.57. La distribución que más se asemeja a la del pilar de estudio es la primera de la ilustración anterior. Con lo que se ha de calcular el parámetro “Ψ” asociado para poder determinar la expresión y el valor de “Cmy”:

$$\psi_y = \frac{-11183,08 \text{ N} \cdot \text{m}}{249881,61 \text{ N} \cdot \text{m}} = -0,0448$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi_y \geq 0,4, \quad C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,0448) = 0,5821$$

Considerando la distribución de momentos flectores alrededor del eje débil de la sección, y procediendo de igual manera se puede obtener el parámetro “Cmz”.

$$\psi_z = \frac{-72,18 \text{ N} \cdot \text{m}}{92,44 \text{ N} \cdot \text{m}} = -0,7808, \quad \alpha_{s,z} = \frac{1266,68 \text{ N} \cdot \text{m}}{-72,18 \text{ N} \cdot \text{m}} < -1 \approx -1$$

$$C_{mz} = 0,1 \cdot (1 - \psi_z) - 0,8 \cdot \alpha_{s,z} \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,1 \cdot (1 + 0,7808) - 0,8 \cdot (-1) = 0,9781$$

De esta manera, se pueden calcular los coeficientes de interacción “kij” a partir de todos los parámetros deducidos hasta el momento para el perfil HEB260. Teniendo en cuenta que se trata de una sección de clase 1 y que es un perfil laminado de tipología doble T, se pueden extraer de la normativa de acero estructural las ecuaciones necesarias para la determinación de los cuatro coeficientes de interacción necesarios:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz}$$

Se puede observar que se han empleado las ecuaciones relativas a elementos susceptibles al efecto de la torsión, como así lo son los perfiles en doble T. Sustituyendo los valores calculados previamente en las anteriores ecuaciones se obtienen los valores de los diferentes coeficientes de interacción:

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= 0,5821 * \left(1 + (0,5737 - 0,2) * \frac{105526,22 N}{0,8501 * 3245000 N / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,5821 * \left(1 + 0,8 * \frac{105526,22 N}{0,8501 * 3245000 N / 1,05} \right) \\
 k_{yy} &= 0,5908 \leq 0,6008 \rightarrow \text{Cumple}, \quad k_{yy} = 0,5908 \\
 k_{zy} &= \left(1 - \frac{0,1 * 0,9783}{(0,5821 - 0,25)} * \frac{105526,22 N}{0,5526 * 3245000 N / 1,05} \right) \\
 &\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,5821 - 0,25)} * \frac{105526,22 N}{0,5526 * 3245000 N / 1,05} \right) \\
 k_{zy} &= 0,9818 \geq 0,9814 \rightarrow \text{Cumple}, \quad k_{zy} = 0,9818 \\
 k_{zz} &= 0,9781 * \left(1 + (2 * 0,9783 - 0,6) * \frac{105526,22 N}{0,5526 * 3245000 N / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,9781 * \left(1 + 1,4 * \frac{105526,22 N}{0,5526 * 3245000 N / 1,05} \right) \\
 k_{zz} &= 1,0601 \leq 1,0264 \rightarrow \text{Cumple}, \quad k_{zz} = 1,0264 \\
 k_{yz} &= 0,6 * 1,0264 = 0,6159
 \end{aligned}$$

Para finalizar con este apartado, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\begin{aligned}
 \frac{105526,22 N}{0,8501 * 3245000 N / 1,05} + 0,5908 * \frac{260196,41 N * m}{0,8406 * \frac{352550 N * m}{1,05}} + 0,6159 * \frac{1266,68 N * m}{\frac{165825 N * m}{1,05}} &\leq 1 \\
 0,5898 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple} \\
 \frac{105526,22 N}{0,5526 * 3245000 N / 1,05} + 0,9818 * \frac{260196,41 N * m}{0,8406 * \frac{352550 N * m}{1,05}} + 1,0264 * \frac{1266,68 N * m}{\frac{165825 N * m}{1,05}} &\leq 1 \\
 0,9453 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple}
 \end{aligned}$$

Se puede observar que cumple muy ajustadamente esta última ecuación. No obstante, se va a mantener el perfil HEB260 debido a que ya se tienen en cuenta coeficientes parciales de seguridad, además de que las combinaciones de acciones están pensadas para adecuarse a los valores pésimos que pueden actuar sobre la estructura.

Para una mayor seguridad, se ha llevado a cabo la comprobación a través del método 1 establecido por la EAE. No se van a mostrar todos los cálculos realizados debido a su elevada extensión, pero se han obtenido unos resultados similares a los del método 2. A continuación se expresan únicamente las comprobaciones, obviándose el proceso de obtención de los múltiples coeficientes que intervienen:

$$\frac{105526,22 \text{ N}}{0,8501 * 3245000 \text{ N}} + 1,0121 * \frac{260196,41 \text{ N} * \text{m}}{0,8406 * \frac{352550 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 1,5643 * \frac{1266,68 \text{ N} * \text{m}}{165825 \text{ N} * \text{m}} \leq 1$$

$$0,9757 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{105526,22 \text{ N}}{0,5526 * 3245000 \text{ N}} + 0,4783 * \frac{260196,41 \text{ N} * \text{m}}{0,8406 * \frac{352550 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 1,0369 * \frac{1266,68 \text{ N} * \text{m}}{165825 \text{ N} * \text{m}} \leq 1$$

$$0,5110 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

Aplicando el método 1 de la EAE ocurre una situación similar, una de las condiciones está muy ajustada pero cumple. Por lo tanto, se concluye que el perfil más idóneo es el HEB260 por las consideraciones mencionadas previamente.

d) Comprobación a abolladura del alma a cortante

Para finalizar con las comprobaciones de estabilidad, se va a determinar si es o no necesario realizar la comprobación de la resistencia a la abolladura. Según la EAE, para paneles de almas no rigidizadas, como es el caso de todos los elementos de la nave industrial, no será necesario llevar a cabo la comprobación en las situaciones en las que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Sustituyendo los valores relativos a la geometría del HEB260 y teniendo en cuenta que el parámetro “ η ” adquiere, según la normativa de acero estructural empleada, un valor de 1,2 se obtiene que no es necesario realizar la comprobación de resistencia a la abolladura:

$$\frac{177 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} < \frac{72}{1,2} * 0,9244, \quad 17,7 < 55,46 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

En el estado límite de servicio de deformaciones o desplazamientos se va a comprobar el denominado criterio de integridad de los elementos constructivos, tal y como se indicó en el apartado en el que se desarrollaron los diferentes estados límite.

Cuando se tenga en cuenta el criterio de integridad de los elementos constructivos, se considera que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, el desplome es menor de 1/500 de la altura del edificio, o 1/250 de la altura de la planta.

Debido a que la nave industrial no tiene diferentes plantas, se considerará el primero de los criterios mencionados. El valor del máximo del desplome se obtiene directamente de SAP2000, que se corresponde con el desplazamiento en dirección global X, aunque también se ha analizado el desplome en la dirección normal:

$$\max\{U_x ; U_y\} < \frac{L_p}{500}$$

$$0,010252 \text{ m} < \frac{8 \text{ m}}{500}, \quad 0,010252 \text{ m} < 0,016 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.2. Pilares hastiales

El procedimiento que se ha de llevar a cabo es similar al explicado en el apartado anterior. Por ello, la explicación será más breve incidiendo únicamente en los aspectos cambiantes en cada situación. De igual manera, en primer lugar se han de obtener los valores máximos de esfuerzos de la envolvente.

- $M_{y,Ed} = -5958,64 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = 1226,37 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 5521,46 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -2670,78 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -14052,25 \text{ N}$

Por su parte, se han analizado las combinaciones de acciones y se ha obtenido que el conjunto de mayores esfuerzos se produce con ELU57, que se corresponde con la carga de viento “V22” como acción determinante y nieve en distribución asimétrica “N2” como carga concomitante. Esta combinación de acciones no da lugar a ninguno de los valores máximos de esfuerzos de envolvente, pero es la que presenta mayores sollicitaciones en su conjunto.

- $M_{y,Ed} = -3600,91 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = 688,23 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 2036,05 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -1372,87 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -13729,07 \text{ N}$

Como se ha indicado, se van a seguir los mismos pasos que en el dimensionamiento de los pilares intermedios, tanto para ELU de resistencia e inestabilidad, y para ELS de desplazamientos. Los criterios a tener en cuenta son idénticos a los mencionados anteriormente, con la única diferencia de que los perfiles son de la serie IPE y no HEB, debido a que las cargas que reciben los elementos de los pórticos hastiales son inferiores a las de los pórticos intermedios o centrales.

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axial de compresión

Debido a que no se conoce la sección de partida, se va a estimar el área necesaria a partir del esfuerzo axial máximo al que está sometido. También se desconoce la clase de la sección, por lo que se va a suponer en principio que se trata de una sección de clase 1, 2 o 3.

El valor del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$14052,25 N \leq \frac{A * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$A \geq 5,365 * 10^{-4} m^2 = 0,537 cm^2$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie IPE cuya área es inmediatamente superior es IPE80. Realizando los cálculos oportunos a partir de las solicitaciones y datos geométricos del perfil, se obtiene que se trata de una sección de clase 1, como todos los elementos estructurales que conforman la nave industrial de estudio.

$$\sigma_t = \frac{13729,07 N}{7,64 * 10^{-4} m^2} - \frac{3600,91 N * m}{80,1 * 10^{-8} m^4} * \left(\frac{0,08}{2} - 0,0052 \right) m = -138474043,1 \frac{N}{m^2}$$

$$\sigma_c = \frac{13729,07 N}{7,64 * 10^{-4} m^2} + \frac{3600,91 N * m}{80,1 * 10^{-8} m^4} * \left(\frac{0,08}{2} - 0,0052 \right) m = 174414016,9 \frac{N}{m^2}$$

$$\alpha = \frac{174414016,9 \frac{N}{m^2}}{(174414016,9 - (-138474043,1)) \frac{N}{m^2}} = 0,5574$$

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 * \varepsilon}{13 * \alpha - 1}, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

$$\frac{5 mm}{3,8 mm} \leq \frac{396 * 0,9244}{13 * 0,5574 - 1}, \quad 15,53 \leq 58,60 \rightarrow \text{Clase 1}$$

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inequación, teniendo en cuenta que se trata de clase 1:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Esta comprobación se deberá realizar para el momento en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo plástico “ W_{pl} ” respectivo.

$$\text{Eje } y - y, \quad 5958,64 N * m \leq \frac{23,2 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 5958,64 N * m \leq 6076,19 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 1226,37 N * m \leq \frac{5,8 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 1226,37 N * m \leq 1519,05 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

El perfil IPE80 es válido en cuanto a ambas comprobaciones asociadas al momento flector.

c) Comprobación a esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inequación:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Adquiriendo el área a cortante “ A_v ” para perfiles laminados en I o en H la siguiente expresión:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \quad A_v > 1,2 * h_w * t_w$$

$$A_v = 7,64 \text{ cm}^2 - 2 * 4,6 \text{ cm} * 0,52 \text{ cm} + (0,38 + 2 * 0,5) \text{ cm} * 0,52 \text{ cm} = 3,574 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 1,2 * 5,9 \text{ cm} * 0,38 \text{ cm} > 2,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

De manera que se puede realizar la comprobación a esfuerzo cortante:

$$2605,94 \text{ N} \leq \frac{3,574 * 10^{-4} \text{ m}^2 * \left(275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} / \sqrt{3}\right)}{1,05}$$

$$5521,46 \text{ N} \leq 64036,69 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

En este instante, se puede proceder a la realización de las comprobaciones de interacción de esfuerzos, con lo que se han que emplear los esfuerzos de la combinación más desfavorable, en este caso ELU57.

d) Interacción de esfuerzos de flexión y cortante

Por tratarse de una sección expuesta a la combinación de esfuerzos flectores y de cortante, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión.

Dicha reducción deberá realizarse cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” sea superior al 50% de la resistencia plástica “ $V_{pl,Rd}$ ”. Por lo tanto, se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia de cálculo a flexión:

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd}, \quad 2036,05 \text{ N} < 0,5 * 54036,69 \text{ N}$$

$$2036,05 \text{ N} < 27018,34 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Como se cumple la condición establecida por la EAE, no es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión debido al esfuerzo cortante.

e) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

De igual manera que en el caso anterior, se va a determinar si es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión debido al efecto del esfuerzo axil. Esta consideración se ha de realizar tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la sección.

La reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión asociada a cada eje de la sección deberá llevarse a cabo si no se cumple alguna de las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * N_{pl,Rd}; \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \right\} \\ \text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \end{aligned}$$

Siendo “ $N_{pl,Rd}$ ” la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta a esfuerzo axil de tracción:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7,64 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 200095,24 \text{ N}$$

Por ello, se va a comprobar si es necesario realizar la reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión sobre cada uno de los ejes de simetría de la sección:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * 200095,24 \text{ N}; \frac{0,5 * 0,059 \text{ m} * 0,0038 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \right\}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 13729,07 \text{ N} < \min \{ 50023,81 \text{ N}; 29359,52 \text{ N} \} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{0,059 \text{ m} * 0,0038 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 13729,07 \text{ N} < 58719,05 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Debido a que en ninguna de las situaciones el axil de cálculo es superior a los valores establecidos por la EAE, no es necesario reducir el momento plástico resistente sobre la sección en ninguno de los dos ejes principales de simetría.

f) Interacción de esfuerzos de flexión, cortante y axil

Como se ha demostrado en los apartados anteriores, no es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión por el efecto de los esfuerzos cortante y axil.

➤ ELU DE INESTABILIDAD

El procedimiento a emplear es idéntico al del anterior apartado. En primer lugar se realizarán las comprobaciones de elementos sometidos únicamente a esfuerzo de compresión o de flexión, y seguidamente la relativa a elementos sometidos a la combinación de ambos esfuerzos.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá ser inferior a la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar el valor del coeficiente de reducción de pandeo “ χ ”, en primer lugar hay que obtener la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil laminado de tipo doble T, la relación entre la altura y anchura de la sección es mayor que 1,2, el espesor de las alas es inferior a 40 mm, el pandeo se produce alrededor del eje débil z-z, y el tipo de acero, se obtiene que la curva que se ha de considerar para el cálculo es la “b”. Esta explicación se puede observar en la Fig.53.

El valor del coeficiente de imperfección “ α_z ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,34.

Con estos parámetros, se puede calcular el valor del esfuerzo axil crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. Se trata de un elemento empotrado-apoyado, con lo que el coeficiente de pandeo “ β_z ” adquiere el valor de 0,7.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 8,49 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 5611,13 N$$

En este caso, la carga exterior aplicada es superior al esfuerzo axil crítico elástico, con lo que el elemento va a pandear, ya que no soporta la carga crítica ni en la situación en la que se trata a la barra como elemento ideal. En esta situación, hay que volver a dimensionar igualando el axil exterior aplicado a la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”, pudiendo obtener la inercia necesaria en el eje débil “ I_z ” para soportar dicho esfuerzo:

$$13729,07 N \leq \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * I_z}{(0,7 * 8 m)^2}$$

$$I_z \geq 2,0773 * 10^{-7} m^4 = 20,773 cm^4$$

El perfil de la serie empleada con un valor inmediatamente superior al calculado es IPE120. Recalculando el valor del esfuerzo axil crítico elástico “ N_{cr} ”:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 27,7 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 18307,23 N$$

Por lo tanto, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{13,2 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{18307,23 N}} = 4,4529$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,34 * (4,4529 - 0,2) + 4,4529^2] = 11,1371$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{11,1371 + \sqrt{11,1371^2 - 4,4529^2}} = 0,0468$$

Ya se dispone de los términos necesarios para calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,0468 * 13,2 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 16196,29 N$$

En último lugar, se puede realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$13729,07 N \leq 16196,29 N \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

El primer paso consiste en determinar la curva de pandeo lateral. Para secciones de perfiles laminados en doble T, cuya relación entre la altura y anchura del perfil sea menor que 2, la curva de pandeo correspondiente es la “a”. La relación altura anchura de los perfiles IPE es 2, el límite para poder considerar la curva elegida. En la Fig.55 se puede observar lo explicado.

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,21.

Para determinar el factor de corrección “ k_c ”, necesario para el cálculo del momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”, se ha de conocer la distribución de momentos flectores asociada a la combinación de acciones más desfavorable sobre el pilar hastial más solicitado. Se obtiene del programa de cálculo SAP2000.



Figura 60. Distribución de momentos flectores en el pilar hastial más solicitado.

Por tratarse de una distribución lineal de momentos flectores, se ha de calcular previamente el parámetro “ Ψ ”, que establece la relación entre los momentos en extremos de barra. Con este factor, se calcula el parámetro “ k_c ” a través de la expresión mostrada en la Fig.58.

$$\psi = \frac{2624,21 \text{ N} \cdot \text{m}}{-3663,44 \text{ N} \cdot \text{m}} = -0,7163, \quad k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot (-0,7163)} = 0,6384$$

El coeficiente “ C_1 ” es el inverso del cuadrado del parámetro “ k_c ”. Por lo tanto:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,6384^2} = 2,4536$$

En este momento, se puede calcular el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”.

$$M_{cr} = 2,4536 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 27,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}{(8 \text{ m})^2} \cdot \left(\frac{890 \cdot 10^{-12} \text{ m}^6}{27,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} + \frac{(8 \text{ m})^2 \cdot 8,0769 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 1,77 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 27,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 8874,65 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Realizando las mismas operaciones que en el apartado anterior, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ ϕ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{60,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot 275 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{8874,65 \text{ N} \cdot \text{m}}} = 1,3726$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,3726 - 0,2) + 1,3726^2] = 1,5651$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,5651 + \sqrt{1,5651^2 - 1,3726^2}} = 0,4316$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” en este caso adquiere el siguiente valor:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,4316 * 60,8 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 6871,99 N * m$$

Y en último lugar, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo del apartado para conocer si es válido o no el perfil IPE120:

$$3600,91 N * m \leq 6871,99 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las siguientes comprobaciones en las que intervienen unos coeficientes de interacción “ k_{ij} ” obtenidos por medio del método 2 de la EAE. Además, se muestran las condiciones adaptadas a secciones de clases 1, 2 y 3:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} * \frac{\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} * \frac{\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Donde los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{y,Rk}$ ” y “ $M_{z,Rk}$ ” para el perfil IPE120 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 13,2 * 10^{-4} m^2 = 363000 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 60,8 * 10^{-6} m^3 = 16720 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 13,6 * 10^{-6} m^3 = 3740 N * m$$

Relativo a los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_y ”, “ χ_z ” y “ χ_{LT} ”, únicamente hay que calcular “ χ_y ” puesto que los dos últimos ya han sido calculados previamente para el perfil empleado.

En cuanto al cálculo de “ χ_y ”, se trata de la curva de pandeo “a”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” es de 0,21. Seguidamente, se calcula el esfuerzo axil crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 318 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 210169,70 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” en este caso son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{13,2 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{210169,70 N}} = 1,3142$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,3142 - 0,2) + 1,3142^2] = 1,4806$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,4806 + \sqrt{1,4806^2 - 1,3142^2}} = 0,4624$$

El siguiente paso consiste en determinar los factores “ C_{mi} ” para la posterior obtención de los coeficientes de interacción “ k_{ij} ”. Las distribuciones de momentos flectores para la combinación más desfavorable, ELU57, se pueden asemejar a una distribución lineal, por lo que se trata del primer caso mostrado en la Fig.59.

Con lo que se ha de calcular el parámetro “ Ψ ” necesario para poder determinar la expresión y el valor de “ C_{my} ”. Se obtiene una cifra inferior a 0,4, con lo que éste es el valor correspondiente a dicho parámetro.

$$\psi_y = \frac{2624,21 N * m}{-3663,44 N * m} = -0,7163$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * \psi_y \geq 0,4, \quad C_{my} = 0,6 + 0,4 * (-0,7163) = 0,3135 \rightarrow C_{my} = 0,4$$

Considerando la distribución de momentos flectores alrededor del eje débil de la sección, y procediendo de igual manera se puede obtener el parámetro “ C_{mz} ”.

$$\psi_z = \frac{12,65 N * m}{33,31 N * m} = 0,3798$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 * \psi_z \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,6 + 0,4 * 0,3798 = 0,7519$$

De esta manera, se pueden calcular los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” a partir de todos los parámetros deducidos hasta el momento para el perfil IPE120. Teniendo en cuenta que se trata de una sección de clase 1 y que es un perfil laminado de tipología doble T, se pueden extraer

de la normativa de acero estructural las ecuaciones necesarias para la determinación de los cuatro coeficientes de interacción necesarios:

$$k_{yy} = C_{my} * \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} * \left(1 + 0,8 * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zz} = C_{mz} * \left(1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} * \left(1 + 1,4 * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{yz} = 0,6 * k_{zz}$$

En este caso también se han empleado las ecuaciones relativas a elementos susceptibles al efecto de la torsión, por tratarse de un perfil de tipología doble T. Sustituyendo los valores calculados previamente en las anteriores ecuaciones se obtienen los coeficientes de interacción:

$$k_{yy} = 0,4 * \left(1 + (1,3142 - 0,2) * \frac{13729,07 N}{0,4624 * 363000 N / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,4 * \left(1 + 0,8 * \frac{13729,07 N}{0,4624 * 363000 N / 1,05} \right)$$

$$k_{yy} = 0,4383 \leq 0,4275 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 0,4275$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * 4,4529}{(0,4 - 0,25)} * \frac{13729,07 N}{0,0468 * 363000 N / 1,05} \right)$$

$$\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,4 - 0,25)} * \frac{13729,07 N}{0,0468 * 363000 N / 1,05} \right)$$

$$k_{zy} = -1,5190 \geq 0,4343 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,4343$$

$$k_{zz} = 0,7519 * \left(1 + (2 * 4,4529 - 0,6) * \frac{13729,07 N}{0,0468 * 363000 N / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,7519 * \left(1 + 1,4 * \frac{13729,07 N}{0,0468 * 363000 N / 1,05} \right)$$

$$k_{zz} = 6,0512 \leq 1,6451 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 1,6451$$

$$k_{yz} = 0,6 * 1,6451 = 0,9871$$

Para finalizar con este apartado, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\frac{13729,07 N}{0,4624 * 363000 N / 1,05} + 0,4274 * \frac{3600,91 N * m}{0,4316 * \frac{16720 N * m}{1,05}} + 0,9871 * \frac{688,23 N * m}{\frac{3740 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$0,5005 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{13729,07 N}{0,0468 * 363000 N} + 0,4343 * \frac{3600,91 N * m}{0,4316 * \frac{16720 N * m}{1,05}} + 1,6451 * \frac{688,23 N * m}{\frac{3740 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$1,3940 \leq 1 \rightarrow \text{No cumple}$$

Debido al incumplimiento de esta última comprobación de estabilidad, se han de repetir los cálculos con el perfil IPE140. Se ha de tener en cuenta que resultan modificados todos los coeficientes que intervienen en la comprobación, a excepción de los coeficientes “C_{mi}”, ya que dependen de la distribución de momentos flectores, que no cambia. Por lo tanto, de manera más resumida se muestran todos los coeficientes necesarios para realizar las comprobaciones con el perfil mencionado.

Los parámetros “N_{Rk}”, “M_{y,Rk}” y “M_{z,Rk}” para el perfil IPE140 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 16,4 * 10^{-4} m^2 = 451000 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 88,4 * 10^{-6} m^3 = 24310 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 19,2 * 10^{-6} m^3 = 5280 N * m$$

Para determinar “χ_y”, se trata de la curva de pandeo “a”, cuyo coeficiente de imperfección “α_y” es de 0,21. A continuación se calcula el esfuerzo axil crítico elástico “N_{cr,y}”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 541 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 357552,86 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “λ̄_y”, el parámetro “Φ_y”, y el coeficiente de reducción de pandeo “χ_y” en este caso son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{16,4 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{357552,86 N}} = 1,1231$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,1231 - 0,2) + 1,1231^2] = 1,2276$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,2276 + \sqrt{1,2276^2 - 1,1231^2}} = 0,5803$$

Realizando las mismas operaciones, se puede obtener el coeficiente de reducción de pandeo “χ_z”, teniendo en cuenta que la curva de pandeo es la “b”, cuyo coeficiente de imperfección “α_z” es de 0,34.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 44,9 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 8 m)^2} = 29674,90 N$$

Con lo que la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ”, el parámetro “ Φ_z ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ” en este caso son:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{16,4 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{29674,90 N}} = 3,8985$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + 0,34 * (3,8985 - 0,2) + 3,8985^2] = 8,7278$$

$$\chi_z = \frac{1}{8,7278 + \sqrt{8,7278^2 - 3,8985^2}} = 0,0605$$

En cuanto al coeficiente de reducción por pandeo lateral “ χ_{LT} ”, se mantienen tanto la curva como los parámetros “ k_c ” y C_1 , ya que dependen de la geometría y distribución de momentos flectores. Por lo tanto, el valor del momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{cr} = 2,4536 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 44,9 * 10^{-8} m^4}{(8 m)^2} * \left(\frac{1981 * 10^{-12} m^6}{44,9 * 10^{-8} m^4} + \frac{(8 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 2,63 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 44,9 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 13840,53 N * m$$

Realizando las mismas operaciones que en el apartado anterior, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{88,4 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{13840,53 N * m}} = 1,3253$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,3253 - 0,2) + 1,3253^2] = 1,4964$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,4964 + \sqrt{1,4964^2 - 1,3253^2}} = 0,4564$$

En último lugar antes de realizar las comprobaciones, se muestran los valores de los coeficientes de interacción:

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= 0,4 * \left(1 + (1,1231 - 0,2) * \frac{13729,07 N}{0,5803 * 451000 N / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,4 * \left(1 + 0,8 * \frac{13729,07 N}{0,5803 * 451000 N / 1,05} \right) \\
 k_{yy} &= 0,4203 \leq 0,4176 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 0,4176 \\
 k_{zy} &= \left(1 - \frac{0,1 * 3,8985}{(0,4 - 0,25)} * \frac{13729,07 N}{0,0605 * 451000 N / 1,05} \right) \\
 &\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,4 - 0,25)} * \frac{13729,07 N}{0,0605 * 451000 N / 1,05} \right) \\
 k_{zy} &= -0,3737 \geq 0,6476 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,6476 \\
 k_{zz} &= 0,7519 * \left(1 + (2 * 3,8985 - 0,6) * \frac{13729,07 N}{0,0605 * 451000 N / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,7519 * \left(1 + 1,4 * \frac{13729,07 N}{0,0605 * 451000 N / 1,05} \right) \\
 k_{zz} &= 3,6122 \leq 1,3083 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 1,3083 \\
 k_{yz} &= 0,6 * 1,3083 = 0,7849
 \end{aligned}$$

Con lo que sustituyendo todos los parámetros calculados en las comprobaciones se obtiene la validez del perfil IPE140:

$$\begin{aligned}
 \frac{13729,07 N}{0,5803 * 451000 N / 1,05} + 0,4176 * \frac{3600,91 N * m}{0,4564 * \frac{24130 N * m}{1,05}} + 0,7849 * \frac{688,23 N * m}{5280 N * m / 1,05} &\leq 1 \\
 0,3048 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple} \\
 \frac{13729,07 N}{0,0605 * 451000 N / 1,05} + 0,6476 * \frac{3600,91 N * m}{0,4564 * \frac{24130 N * m}{1,05}} + 1,3083 * \frac{688,23 N * m}{5280 N * m / 1,05} &\leq 1 \\
 0,9283 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple}
 \end{aligned}$$

d) Comprobación a abolladura del alma a cortante

Para finalizar con las comprobaciones de estabilidad, se va a determinar si es o no necesario realizar la comprobación de la resistencia a la abolladura. Según la EAE, para paneles de almas no rigidizadas no será necesario llevar a cabo la comprobación en las situaciones en las que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Sustituyendo los valores relativos a la geometría del IPE140 y teniendo en cuenta que el parámetro “ η ” adquiere, según la normativa de acero estructural empleada, un valor de 1,2 se obtiene que no es necesario realizar la comprobación de resistencia a la abolladura:

$$\frac{56 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} < \frac{72}{1,2} * 0,9244, \quad 9,33 < 55,46 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

Cuando se tenga en cuenta el criterio de integridad de los elementos constructivos, se considera que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, el desplome es menor de 1/500 de la altura del edificio.

El valor del máximo del desplome se obtiene directamente de SAP2000. En este caso, al igual que en la situación de los pilarillos, se ha de determinar la flecha como el máximo de los desplazamientos en los ejes fuerte y débil de la sección:

$$\max\{U_x ; U_y\} < \frac{L_p}{500}$$

$$0,006307 \text{ m} < \frac{8 \text{ m}}{500}, \quad 0,006307 \text{ m} < 0,016 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.3. Pilarillos

A diferencia de los pilares y dinteles de los pórticos hastiales, los pilarillos son perfiles de la serie HEB debido a que deben soportar mayores esfuerzos que los pilares hastiales, además de que están solicitados por momentos flectores tanto en el eje fuerte como en el eje débil.

Además, se ha de indicar que existen dos geometrías diferentes de pilarillos, pero se va a realizar el estudio sobre el caso más desfavorable. Es decir, sobre el que esté sometido a mayores solicitaciones y que tenga una mayor longitud, ya que de esta manera los esfuerzos críticos elásticos serán más reducidos, por lo que también lo serán los coeficientes de reducción de pandeo, posicionándose con esta consideración del lado de la seguridad.

A continuación se muestran los valores máximos de la envolvente de esfuerzos:

- $M_{y,Ed} = 36344,05 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -63061,40 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = -21004,49 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -27929,26 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -41092,67 \text{ N}$

Para los pilarillos, la combinación de acciones más desfavorable es ELU48, que se corresponde con la carga de viento "V12" a succión como acción determinante y el resto de las acciones ponderadas con efecto favorable.

- $M_{y,Ed} = 34897,54 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -62332,36 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 18229,24 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -27638,43 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -17701,94 \text{ N}$

De igual manera que con los anteriores elementos estructurales, se va a dimensionar el perfil para cumplir con ELU de agotamiento o resistencia, ELU de inestabilidad, que suelen ser las comprobaciones más limitantes en barras esbeltas, y el criterio de integridad de ELS de desplazamientos.

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axial de compresión

Debido a que no se conoce la sección de partida, se va a estimar el área necesaria a partir del esfuerzo axial máximo al que está sometido. También se desconoce la clase de la sección, por lo que se va a suponer en principio que se trata de una sección de clase 1, 2 o 3.

El valor del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$41092,67 \text{ N} \leq \frac{A * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$A \geq 1,569 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,569 \text{ cm}^2$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuya área es inmediatamente superior es HEB100. Realizando los cálculos oportunos a partir de las sollicitaciones y datos geométricos del perfil, se obtiene que se trata de una sección de clase 1. No obstante, no se muestran los cálculos relativos.

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación, teniendo en cuenta que se trata de clase 1:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Como se sabe, esta comprobación se deberá realizar en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo plástico “ W_{pl} ” correspondiente.

$$\begin{array}{l} \text{Eje } y - y, \quad 36344,05 \text{ N} * \text{m} \leq \frac{104,2 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } y - y, \quad 36344,05 \text{ N} * \text{m} \leq 27290,48 \text{ N} * \text{m} \rightarrow \text{No cumple} \\ \text{Eje } z - z, \quad 63061,40 \text{ N} * \text{m} \leq \frac{51 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \end{array}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 63061,40 \text{ N} \cdot \text{m} \leq 13357,14 \text{ N} \cdot \text{m} \rightarrow \text{No cumple}$$

Como no se cumple ninguna de las comprobaciones, se ha de realizar un nuevo dimensionado a partir del módulo resistente para determinar la sección necesaria. Se va a realizar a través del esfuerzo relativo al eje débil “z-z”, ya que se trata de un valor más restrictivo:

$$63061,40 \text{ N} \cdot \text{m} \leq \frac{W_{pl,z} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$W_{pl,z} \geq 2,4078 * 10^{-4} \text{ m}^4 = 240,78 \text{ cm}^4$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuyo módulo plástico es inmediatamente superior es HEB200. De igual manera que el perfil HEB100, se trata de una sección de clase 1, de manera que se puede realizar un cálculo plástico.

Por último, se va a comprobar si esta sección es suficiente para soportar el momento aplicado en el eje fuerte “y-y”:

$$\text{Eje } y - y, \quad 36344,05 \text{ N} \cdot \text{m} \leq \frac{642 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 36344,05 \text{ N} \cdot \text{m} \leq 168142,86 \text{ N} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Comprobación a esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante “V_{Ed}” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Adquiriendo el área a cortante “A_v” para perfiles laminados en I o en H la siguiente expresión:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \quad A_v > 1,2 * h_w * t_w$$

$$A_v = 78,1 \text{ cm}^2 - 2 * 20 \text{ cm} * 1,5 \text{ cm} + (0,9 + 2 * 1,8) \text{ cm} * 1,5 \text{ cm} = 24,85 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 1,2 * 13,4 \text{ cm} * 0,9 \text{ cm} > 14,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

De manera que se puede llevar a cabo la comprobación a esfuerzo cortante:

$$27929,26 \text{ N} \leq \frac{24,85 * 10^{-4} \text{ m}^2 * (275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} / \sqrt{3})}{1,05}$$

$$27929,26 N \leq 375758,80 N \rightarrow \text{Cumple}$$

Hasta el momento se han realizado las comprobaciones de esfuerzos sin tener en cuenta las interacciones. Ahora se va a proceder a la realización de las comprobaciones de interacción de esfuerzos, con lo que se han que emplear los esfuerzos de la combinación más desfavorable, en este caso ELU48.

d) Interacción de esfuerzos de flexión y cortante

Por tratarse de una sección expuesta a la combinación de esfuerzos flectores y de cortante, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión.

Dicha reducción deberá realizarse cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” sea superior al 50% de la resistencia plástica “ $V_{pl,Rd}$ ”. Por lo tanto, se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia de cálculo a flexión:

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd}, \quad 27638,43 N < 0,5 * 375758,80 N$$

$$27638,43 N < 187879,40 N \rightarrow \text{Cumple}$$

Como se cumple la condición establecida por la EAE, no es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión debido al esfuerzo cortante.

e) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

Se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión debido al efecto del esfuerzo axil. Esta consideración se ha de realizar tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la sección.

La reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión asociada a cada eje de la sección deberá llevarse a cabo si no se cumple alguna de las siguientes condiciones:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * N_{pl,Rd}; \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo “ $N_{pl,Rd}$ ” la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta a esfuerzo axil de tracción:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{78,1 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 2045476,19 N$$

Por lo tanto, se va a comprobar si es necesario realizar la reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión sobre cada uno de los ejes de simetría de la sección:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * 2045476,19N; \frac{0,5 * 0,134 \text{ m} * 0,009 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} \right\}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 17701,94 \text{ N} < \min\{511369,05 \text{ N}; 157928,57 \text{ N}\} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{0,134 \text{ m} * 0,009 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 17701,94 \text{ N} < 315857,14 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Debido a que en ninguna de las situaciones el axil de cálculo es superior a los valores establecidos por la EAE, no es necesario reducir el momento plástico resistente sobre la sección en ninguno de los dos ejes principales de simetría.

f) Interacción de esfuerzos de flexión, cortante y axil

Como se ha demostrado en los apartados anteriores, no es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión por el efecto de los esfuerzos cortante y axil.

➤ ELU DE INESTABILIDAD

En primer lugar se realizarán las comprobaciones de elementos sometidos únicamente a esfuerzo de compresión o de flexión, y seguidamente la relativa a elementos sometidos a la combinación de ambos esfuerzos, de igual manera que en secciones anteriores.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá ser inferior a la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar el valor del coeficiente de reducción de pandeo “ χ ”, en primer lugar hay que obtener la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil laminado de tipo doble T, la relación entre la altura y anchura de la sección es menor que 1,2, el espesor de las alas es inferior a 100 mm, el pandeo se produce alrededor del eje débil z-z, y el tipo de acero, se obtiene que la curva que se ha de considerar para el cálculo es la “c”. Esta explicación se puede observar en la Fig.53.

Por su parte, el valor del coeficiente de imperfección “ α_z ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,49.

Con estos parámetros, se puede calcular el valor del esfuerzo axil crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. Se trata de un elemento empotrado-apoyado, con lo que el coeficiente de pandeo “ β_z ” adquiere el valor de 0,7.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 2000 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 9,52 m)^2} = 933424,51 N$$

Se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{78,1 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{933424,51 N}} = 1,5169$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,49 * (1,5169 - 0,2) + 1,5169^2] = 1,9731$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,9731 + \sqrt{1,9731^2 - 1,5169^2}} = 0,3091$$

De esta manera, se puede calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ” para el perfil HEB200:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,3091 * 78,1 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 632308,98 N$$

En último lugar, se va a realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$41092,67 N \leq 632308,98 N \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

El primer paso consiste en la obtención de la curva de pandeo lateral. Para secciones de perfiles laminados en doble T, cuya relación entre la altura y anchura del perfil sea menor que 2, la curva de pandeo correspondiente es la “a”. La altura y anchura de los perfiles HEB generalmente es la misma, con lo que la curva de pandeo para todos ellos es la elegida previamente.

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,21.

Para determinar el factor de corrección “ k_c ”, necesario para el cálculo del momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”, se ha de conocer la distribución de momentos flectores asociada a la combinación de acciones sobre el pilarillo analizado:



Figura 61. Distribución de momentos flectores en el pilarillo más solicitado.

La distribución de momentos con mayor semejanza extraída de la EAE (Fig.58), da lugar a un factor de corrección “ k_c ” de 0,91. Con lo que se puede obtener el coeficiente “ C_1 ” como el inverso del cuadrado del parámetro “ k_c ”. Por lo tanto:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,91^2} = 1,2076$$

En este momento, se puede calcular el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”. Una consideración importante es que al disponer del dintel de cerramiento, la máxima longitud entre impedimentos laterales es de 5 metros, y no la longitud total del pilarillo. Por lo tanto:

$$M_{cr} = 1,2076 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 2000 * 10^{-8} m^4}{(5 m)^2} * \left(\frac{171100 * 10^{-12} m^6}{2000 * 10^{-8} m^4} + \frac{(5 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 63,4 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 2000 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 397636,56 N * m$$

Disponiendo del valor del momento crítico elástico de pandeo lateral, se va a calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{642 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{397636,56 N * m}} = 0,6663$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (0,6663 - 0,2) + 0,6663^2] = 0,7710$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,7710 + \sqrt{0,7710^2 - 0,6663^2}} = 0,8630$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” teniendo en cuenta el coeficiente de reducción de pandeo lateral adquiere el siguiente valor:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,8630 * 642 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 145105,61 N * m$$

Para finalizar con este apartado, se va a llevar a cabo la comprobación enunciada al comienzo del apartado para conocer la validez del perfil HEB200:

$$36344,05 N * m \leq 145105,61 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Por tratarse de elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las comprobaciones mostradas en apartados anteriores. De igual forma, los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” se van a calcular por medio del método 2 de la EAE.

En primer lugar, se determinan los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{y,Rk}$ ” y “ $M_{z,Rk}$ ” para el perfil HEB200:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 78,1 * 10^{-4} m^2 = 2147750 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 642 * 10^{-6} m^3 = 176550 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 306 * 10^{-6} m^3 = 84150 N * m$$

En cuanto a los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_y ”, “ χ_z ” y “ χ_{LT} ”, únicamente hay que calcular “ χ_y ” puesto que los dos últimos ya han sido calculados previamente para el perfil utilizado.

Para calcular el coeficiente de reducción de pandeo alrededor del eje fuerte “ χ_y ”, se ha de tener en cuenta que la curva de pandeo es la “b”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” es de 0,34. A continuación, se ha de obtener el esfuerzo axial crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 5700 * 10^{-8} m^4}{(0,7 * 9,52 m)^2} = 2660258,99 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” para la sección HEB200 son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{78,1 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{2660258,99 N}} = 0,8985$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,34 * (0,8985 - 0,2) + 0,8985^2] = 1,0224$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,0224 + \sqrt{1,0224^2 - 0,8985^2}} = 0,6621$$

El siguiente paso consiste en determinar los factores “C_{mi}” para la posterior obtención de los coeficientes de interacción “k_{ij}”. La distribución de momentos flectores para la combinación más desfavorable, ELU48, se asemeja a la segunda de las distribuciones mostradas en la Fig.59.

Con lo que se ha de calcular el parámetro “Ψ” y “α_s” necesarios para poder determinar la expresión y el valor de “C_{my}”. Se obtiene una cifra inferior a 0,4, con lo que éste es el valor correspondiente a dicho parámetro.

$$\psi_y = \frac{-12611,19 N * m}{34897,54 N * m} = -0,3614, \quad \alpha_{s,y} = \frac{-9333,05 N * m}{34897,54 N * m} = -0,2674$$

$$C_{my} = 0,1 * (1 - \psi_y) - 0,8 * \alpha_{s,y} \geq 0,4$$

$$C_{my} = 0,1 * (1 + 0,3614) - 0,8 * (-0,2674) = 0,3501 \rightarrow C_{my} = 0,4$$

Considerando la distribución de momentos flectores alrededor del eje débil de la sección, y procediendo de igual manera se puede obtener el parámetro “C_{mz}”. Se trata de una forma de distribución similar a la relativa al eje fuerte de la sección, de manera que hay que calcular los mismos parámetros:

$$\psi_z = \frac{-2248,11 N * m}{-62332,36 N * m} = 0,0361, \quad \alpha_{s,z} = \frac{42207,19 N * m}{-62332,36 N * m} = -0,6771$$

$$C_{mz} = 0,1 - 0,8 * \alpha_{s,z} \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,1 - 0,8 * (-0,6771) = 0,6417$$

De esta manera, se pueden calcular los coeficientes de interacción “k_{ij}” a partir de todos los parámetros deducidos hasta el momento para el perfil HEB200. Teniendo en cuenta que se trata de una sección de clase 1 y que es un perfil laminado de tipología doble T, se pueden extraer de la normativa de acero estructural las ecuaciones necesarias para la determinación de los cuatro coeficientes de interacción necesarios. Se considera que se trata de perfiles susceptibles al fenómeno de torsión. Sustituyendo valores se obtiene:

$$k_{yy} = 0,4 * \left(1 + (0,8985 - 0,2) * \frac{17701,94 N}{0,6621 * 2147750 N / 1,05} \right) \\ \leq 0,4 * \left(1 + 0,8 * \frac{17701,94 N}{0,6621 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$k_{yy} = 0,4037 \leq 0,4042 \rightarrow \text{Cumple}, \quad k_{yy} = 0,4037$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * 1,5169}{(0,4 - 0,25)} * \frac{17701,94 N}{0,3091 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,4 - 0,25)} * \frac{17701,94 N}{0,3091 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$k_{zy} = 0,9717 \geq 0,9813 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,9813$$

$$k_{zz} = 0,6417 * \left(1 + (2 * 1,5169 - 0,6) * \frac{17701,94 N}{0,3091 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,6417 * \left(1 + 1,4 * \frac{17701,94 N}{0,3091 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$k_{zz} = 0,6854 \leq 0,6669 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 0,6669$$

$$k_{yz} = 0,6 * 0,6669 = 0,4001$$

Para finalizar con este apartado, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\frac{17701,94 N}{0,6621 * 2147750 N / 1,05} + 0,4037 * \frac{34897,54 N * m}{0,8630 * \frac{176550 N * m}{1,05}} + 0,4001 * \frac{62332,36 N * m}{\frac{84150 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$0,4213 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{17701,94 N}{0,3091 * 2147750 N / 1,05} + 0,9813 * \frac{34897,54 N * m}{0,8630 * \frac{176550 N * m}{1,05}} + 0,6669 * \frac{62332,36 N * m}{\frac{84150 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$0,7827 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

d) Comprobación a abolladura del alma a cortante

Para finalizar con ELU de inestabilidad, se va a determinar la necesidad de realizar la comprobación de la resistencia a la abolladura del alma a cortante. Según la EAE, para paneles de almas no rigidizadas no será necesario llevar a cabo la comprobación en las situaciones en las que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Sustituyendo los valores relativos a la geometría del HEB200 y teniendo en cuenta que el parámetro “ η ” adquiere, según la normativa de acero estructural empleada, un valor de 1,2 se obtiene que no es necesario realizar la comprobación de resistencia a la abolladura:

$$\frac{134 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} < \frac{72}{1,2} * 0,9244, \quad 14,89 < 55,46 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

Considerando el criterio de integridad de los elementos constructivos, la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, el desplome es menor de 1/500 de la altura del edificio.

El valor del máximo del desplome se obtiene directamente de SAP2000. Se puede observar que se trata de un valor muy elevado debido a que los pilarillos han sido orientados para soportar esfuerzos en el plano del pórtico. En caso de tener la orientación girada a 90°, la flecha obtenida es bastante inferior debido a la mayor inercia en el sentido de aplicación de las cargas.

$$\max\{U_x ; U_y\} < \frac{L_p}{500}$$

$$0,014031 \text{ m} < \frac{9,52 \text{ m}}{500}, \quad 0,014031 \text{ m} < 0,01904 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.4. Dinteles intermedios

Los valores de los esfuerzos máximos obtenidos de la envolvente son los que se expresan a continuación:

- $M_{y,Ed} = -58937,32 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = 9698,11 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = -28805,91 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = 8930,35 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -86372,50 \text{ N}$

En este caso, la combinación más desfavorable es la misma que la de los pilares intermedios. El conjunto de mayores esfuerzos se produce con ELU57, que se corresponde con la carga de viento “V22” como acción determinante y nieve en distribución asimétrica “N2” como carga concomitante. Ante esta combinación, los esfuerzos siguientes son los que actúan sobre el dintel más solicitado:

- $M_{y,Ed} = -58937,32 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = 1027,36 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 21247,60 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = 1035,56 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -73939,02 \text{ N}$

Se va a seguir el mismo procedimiento para obtener un correcto dimensionamiento de los dinteles intermedios, considerando los diferentes tipos de estados límite estudiados. Se ha de indicar que para posicionarse del lado de la seguridad, no se va a considerar el arriostramiento que producen los dinteles de refuerzo sobre los pilares y dinteles intermedios sobre los que se sitúan. No afecta demasiado en los cálculos debido a que el eje que arriostran es el fuerte de la sección, siendo más crítica la comprobación de flexocompresión en la que interviene el coeficiente de reducción del eje débil, como se podrá comprobar más adelante.

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axial de compresión

De igual manera que en el resto de los elementos estructurales, se va a estimar el área necesaria a partir del esfuerzo axial máximo al que está sometido.

El valor del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$86372,50 \text{ N} \leq \frac{A * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$A \geq 3,298 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,298 \text{ cm}^2$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuya área es inmediatamente superior es HEB100. Realizando los cálculos oportunos a partir de las solicitaciones y datos geométricos del perfil, se obtiene que se trata de una sección de clase 1.

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación, teniendo en cuenta que se trata de clase 1:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Como se ha indicado en otras ocasiones, esta comprobación se deberá realizar para el momento en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo plástico “ W_{pl} ” respectivo.

$$\text{Eje } y - y, \quad 58937,32 \text{ N} * m \leq \frac{104,2 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 58937,32 \text{ N} * m \leq 27290,48 \text{ N} * m \rightarrow \text{No cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 9698,11 \text{ N} * m \leq \frac{51 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 9698,11 \text{ N} * m \leq 13357,14 \text{ N} * m \rightarrow \text{Cumple}$$

Como no se cumple la primera comprobación, se ha de efectuar un nuevo dimensionado a partir del módulo resistente para determinar la sección necesaria. Es decir:

$$58937,32 \text{ N} \cdot \text{m} \leq \frac{W_{pl,y} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$W_{pl,y} \geq 2,2503 * 10^{-4} \text{ m}^4 = 225,03 \text{ cm}^4$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuyo módulo plástico es inmediatamente superior es HEB140. De igual manera que el perfil HEB100, se trata de una sección de clase 1, de manera que se puede realizar un cálculo plástico.

c) Comprobación a esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Siendo “ A_v ” el área a cortante y adquiriendo para perfiles laminados en I o en H la siguiente expresión:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \quad A_v > 1,2 * h_w * t_w$$

$$A_v = 43 \text{ cm}^2 - 2 * 14 \text{ cm} * 1,2 \text{ cm} + (0,7 + 2 * 1,2) \text{ cm} * 1,2 \text{ cm} = 13,12 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 1,2 * 9,2 \text{ cm} * 0,7 \text{ cm} > 7,73 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez que se dispone del área a cortante de la sección, se puede realizar la comprobación mostrada al comienzo del apartado:

$$28805,91 \text{ N} \leq \frac{13,12 * 10^{-4} \text{ m}^2 * (275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} / \sqrt{3})}{1,05}$$

$$5521,46 \text{ N} \leq 198388,55 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

En este instante, se puede proceder a la realización de las comprobaciones de interacción de esfuerzos, con lo que se han que emplear los esfuerzos de la combinación más desfavorable, ELU57, y no los valores extraídos de la envolvente.

d) Interacción de esfuerzos de flexión y cortante

Por tratarse de una sección expuesta a la combinación de esfuerzos flectores y de cortante, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión.

Dicha reducción deberá realizarse cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” sea superior al 50% de la resistencia plástica “ $V_{pl,Rd}$ ”. Por lo tanto, se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia de cálculo a flexión:

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd}, \quad 21247,60 \text{ N} < 0,5 * 198388,55 \text{ N}$$

$$21247,60 \text{ N} < 99194,27 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Como se cumple la condición establecida por la EAE, no es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión debido al esfuerzo cortante.

e) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

Por tratarse de una sección expuesta a la combinación de esfuerzos flectores y axiles de compresión, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión por el efecto del esfuerzo axil. Esta consideración se ha de realizar tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la sección.

La reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión asociada a cada eje de la sección deberá llevarse a cabo si no se cumple alguna de las siguientes condiciones:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * N_{pl,Rd}; \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo “ $N_{pl,Rd}$ ” la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta a esfuerzo axil de tracción:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{43 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 1126190,48 \text{ N}$$

Se va a comprobar si es necesario realizar la reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión sobre cada uno de los ejes de simetría de la sección:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * 1126190,48 \text{ N}; \frac{0,5 * 0,092 \text{ m} * 0,007 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \right\}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 73939,02 \text{ N} < \min\{281547,62 \text{ N}; 84333,33 \text{ N}\} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{0,092 \text{ m} * 0,007 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 73939,02 \text{ N} < 168666,67 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Debido a que en ninguna de las situaciones el axil de cálculo es superior a los valores establecidos por la EAE, no es necesario reducir el momento plástico resistente sobre la sección en ninguno de los dos ejes principales de simetría.

f) Interacción de esfuerzos de flexión, cortante y axil

Como se ha demostrado en los apartados anteriores, no es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión por el efecto de los esfuerzos cortante y axil.

➤ ELU DE INESTABILIDAD

El procedimiento a emplear es idéntico al de elementos estructurales ya estudiados. Se van a efectuar las comprobaciones de elementos sometidos únicamente a esfuerzo de compresión o de flexión, y seguidamente la relativa a elementos sometidos a la acción de ambos esfuerzos conjuntamente.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá ser inferior a la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar el valor del coeficiente de reducción de pandeo “ χ ”, en primer lugar hay que obtener la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil laminado de tipo doble T, la relación entre la altura y anchura de la sección es menor que 1,2, el espesor de las alas es inferior a 100 mm, el pandeo se produce alrededor del eje débil z-z, y el tipo de acero, se obtiene que la curva que se ha de considerar para el cálculo es la “c”. Esta explicación se puede observar en la Fig.53.

Según la Fig.54, el valor del coeficiente de imperfección “ α_z ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,49.

Con estos parámetros, se puede calcular el valor del esfuerzo axil crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. A diferencia de los elementos estructurales estudiados hasta el momento, los dinteles presentan condiciones de sustentación doblemente apoyados, con lo que el coeficiente de pandeo “ β_z ” es el de la configuración de la barra de Euler, y presenta un valor unidad.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 550 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 71135,06 N$$

En este caso, la carga exterior aplicada es superior al esfuerzo axil crítico elástico, con lo que el elemento va a pandear, ya que no soporta la carga crítica ni en la situación en la que se trata a la barra como elemento ideal. En esta situación, hay que volver a dimensionar igualando el axil exterior aplicado a la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”, pudiendo obtener la inercia necesaria en el eje débil “ I_z ” para soportar dicho esfuerzo:

$$73939,02 N \leq \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * I_z}{(1 * 12,659 m)^2}$$

$$I_z \geq 5,7168 * 10^{-6} m^4 = 571,68 cm^4$$

El perfil de la serie empleada con un valor inmediatamente superior al calculado es HEB160. Recalculando el valor del esfuerzo axial crítico elástico “ N_{cr} ”:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 889 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 114980,12 N$$

Por lo tanto, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{54,3 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{114980,12 N}} = 3,6038$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,49 * (3,6038 - 0,2) + 3,6038^2] = 7,8274$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{7,8274 + \sqrt{7,8274^2 - 3,6038^2}} = 0,0677$$

Una vez que se dispone del coeficiente de reducción, se procede a calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,0677 * 54,3 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 96247,23 N$$

En último lugar, se puede realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$73939,02 N \leq 96247,23 N \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

En primer lugar hay que determinar la curva de pandeo lateral. Para secciones de perfiles laminados en doble T, cuya relación entre la altura y anchura del perfil sea menor que 2, la curva de pandeo correspondiente es la “a”. En la Fig.55 se puede observar lo explicado.

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,21.

Es necesario conocer la distribución de momentos flectores en el eje fuerte de la sección para determinar el factor de corrección “ k_c ”. En la siguiente ilustración se puede observar la distribución de momentos flectores del dintel intermedio más solicitado.



Figura 62. Distribución de momentos flectores en el dintel intermedio más solicitado.

Según la captura de la EAE para la determinación del factor de corrección, a la distribución adjunta le corresponde un valor entre 0,77 y 0,86, de manera que se va a tomar el valor intermedio de 0,8. Por lo tanto, el coeficiente “ C_1 ” es:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,8^2} = 1,5625$$

En este momento, se puede calcular el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”.

$$M_{cr} = 1,5625 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 889 * 10^{-8} m^4}{(12,659 m)^2} * \left(\frac{47940 * 10^{-12} m^6}{889 * 10^{-8} m^4} + \frac{(12,659 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 33,2 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 889 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 87758,11 N * m$$

Sustituyendo los valores obtenidos, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{354 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{87758,11 N * m}} = 1,0532$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,0532 - 0,2) + 1,0532^2] = 1,1442$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,1442 + \sqrt{1,1442^2 - 1,0532^2}} = 0,6284$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” en este caso adquiere el siguiente valor:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,6284 * 354 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 58258,31 N * m$$

Y en último lugar, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo del apartado para conocer si es válido o no el perfil HEB160:

$$58937,32 N * m \leq 58258,31 N * m \rightarrow \text{No cumple}$$

Debido al incumplimiento de la condición de elementos sometidos a flexión, se ha de aumentar el perfil. Como en otras situaciones, para determinar la sección necesaria se va a igualar la expresión de la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” al valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ”, de manera que se puede obtener el módulo plástico necesario para soportar este último. No obstante, debido a la similitud de los valores “ M_{Ed} ” y “ $M_{b,Rd}$ ”, va a ser suficiente el perfil superior, es decir, HEB180.

$$58937,32 N * m \leq \frac{0,6284 * W_{pl,y} * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$W_{pl,y} \geq 3,5813 * 10^{-4} m^3 = 358,13 cm^3$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie HEB cuyo módulo plástico es inmediatamente superior es HEB180, tal y como se había indicado previamente. De igual manera que el resto de los perfiles empleados se trata de una sección de clase 1.

Teniendo en cuenta que el valor del factor de corrección “ k_c ”, el coeficiente “ C_1 ” y la curva de pandeo son las mismas que para el caso anterior, se pueden repetir los cálculos para realizar la comprobación. El momento flector crítico elástico de pandeo lateral, para el perfil HEB180, adquiere el valor mostrado posteriormente:

$$M_{cr} = 1,5625 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 1360 * 10^{-8} m^4}{(12,659 m)^2} * \left(\frac{96}{1360 * 10^{-8} m^4} + \frac{(12,659 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 46,5 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 1360 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 129032,50 N * m$$

Recalculando la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{482 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{129032,50 N * m}} = 1,0135$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,0135 - 0,2) + 1,0135^2] = 1,0991$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,0991 + \sqrt{1,0991^2 - 1,0135^2}} = 0,6561$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” es la siguiente:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,6561 * 482 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 82828,70 N * m$$

Para finalizar con este apartado, la comprobación para el perfil HEB180:

$$58937,32 N * m \leq 82828,70 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las mismas comprobaciones que las mostradas en apartados anteriores. Los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” se van a obtener por medio del método 2 de la EAE.

En primer lugar, los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{y,Rk}$ ” y “ $M_{z,Rk}$ ” para el perfil HEB180 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 65,3 * 10^{-4} m^2 = 1795750 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 482 * 10^{-6} m^3 = 132550 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 231 * 10^{-6} m^3 = 63525 N * m$$

Con respecto a los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_y ”, “ χ_z ” y “ χ_{LT} ”, en este caso hay que calcular los dos primeros puesto que “ χ_{LT} ” ya ha sido calculado anteriormente para el perfil empleado.

En cuanto al cálculo de “ χ_y ”, se trata de la curva de pandeo “b”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” es de 0,34. Seguidamente, se calcula el esfuerzo axial crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 3830 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 495358,68 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{65,3 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{495358,68 N}} = 1,9040$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,34 * (1,9040 - 0,2) + 1,9040^2] = 2,6023$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,6023 + \sqrt{2,6023^2 - 1,9040^2}} = 0,2285$$

Realizando el mismo proceso para el eje débil de la sección, se obtiene el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”. En este caso, la curva de pandeo es la “c”, y su coeficiente de imperfección “ α_z ” presenta un valor de 0,49.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 1360 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 175897,60 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ”, el parámetro “ Φ_z ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ” son:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{65,3 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{175897,60 N}} = 3,1952$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + 0,49 * (3,1952 - 0,2) + 3,1952^2] = 6,3383$$

$$\chi_z = \frac{1}{6,3383 + \sqrt{6,3383^2 - 3,1952^2}} = 0,0847$$

A continuación se van a determinar los factores “ C_{mi} ” para la posterior obtención de los coeficientes de interacción “ k_{ij} ”. Las distribuciones de momentos flectores para la combinación más desfavorable, ELU57, se pueden asemejar ambas a la segunda distribución de momentos mostrada en la Fig.59. Con lo que se han de calcular los parámetros “ Ψ ” y “ α_s ” necesarios para poder determinar la expresión y el valor de “ C_{my} ”.

$$\psi_y = \frac{5999,28 N * m}{15175,33 N * m} = 0,3953, \quad \alpha_{s,y} = \frac{-58937,32 N * m}{15175,33 N * m} \leq -1 \approx -1$$

$$C_{my} = 0,1 - 0,8 * \alpha_{s,y} \geq 0,4, \quad C_{my} = 0,1 - 0,8 * (-1) = 0,9$$

Considerando la distribución de momentos flectores alrededor del eje débil de la sección, y procediendo de igual manera se logra el parámetro “ C_{mz} ”.

$$\psi_z = \frac{213,07 \text{ N} * \text{m}}{1027,36 \text{ N} * \text{m}} = 0,2074, \quad \alpha_{s,z} = \frac{-301,63 \text{ N} * \text{m}}{1027,36 \text{ N} * \text{m}} = -0,2936$$

$$C_{mz} = 0,1 - 0,8 * \alpha_{s,z} \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,1 - 0,8 * (-0,2936) = 0,3349 \rightarrow C_{mz} = 0,4$$

Previo a la realización de las comprobaciones, se van a calcular los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” a partir de todos los parámetros deducidos hasta el momento para el perfil HEB180.

Sustituyendo todos los valores calculados previamente se obtienen los coeficientes de interacción:

$$k_{yy} = 0,9 * \left(1 + (1,9040 - 0,2) * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,2285 * 1795750 \text{ N} / 1,05} \right) \\ \leq 0,9 * \left(1 + 0,8 * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,2285 * 1795750 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{yy} = 1,1901 \leq 1,0362 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 1,0362$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * 3,1952}{(0,9 - 0,25)} * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,0847 * 1795750 \text{ N} / 1,05} \right) \\ \geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,9 - 0,25)} * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,0847 * 1795750 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{zy} = 0,7490 \geq 0,9214 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,9214$$

$$k_{zz} = 0,4 * \left(1 + (2 * 3,1952 - 0,6) * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,0847 * 1795750 \text{ N} / 1,05} \right) \\ \leq 0,4 * \left(1 + 1,4 * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,0847 * 1795750 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{zz} = 1,5828 \leq 0,6860 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 0,6860$$

$$k_{yz} = 0,6 * 0,6860 = 0,4116$$

Para finalizar con este apartado, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\frac{73939,02 \text{ N}}{0,2285 * 1795750 \text{ N}} + 1,0362 * \frac{58937,32 \text{ N} * \text{m}}{0,6561 * \frac{132550 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 0,4116 * \frac{1027,36 \text{ N} * \text{m}}{\frac{63525 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} \leq 1$$

$$0,9335 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{73939,02 \text{ N}}{0,0847 * 1795750 \text{ N}} + 0,9214 * \frac{58937,32 \text{ N} * \text{m}}{0,6561 * \frac{132550 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 0,6860 * \frac{1027,36 \text{ N} * \text{m}}{\frac{63525 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} \leq 1$$

$$1,1780 \leq 1 \rightarrow \text{No cumple}$$

Debido a que esta última comprobación de estabilidad no cumple, se han de repetir los cálculos con el perfil inmediatamente superior, es decir, HEB200. Se ha de tener en cuenta que resultan modificados todos los coeficientes que intervienen en la comprobación, a excepción de los parámetros “ C_{mi} ”, ya son función de la distribución de momentos flectores. Por lo tanto, de manera más resumida se muestran todos los coeficientes necesarios para realizar las comprobaciones con el perfil mencionado.

Los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{y,Rk}$ ” y “ $M_{z,Rk}$ ” para el perfil HEB200 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 78,1 * 10^{-4} m^2 = 2147750 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 642 * 10^{-6} m^3 = 176550 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 306 * 10^{-6} m^3 = 84150 N * m$$

Para determinar “ χ_y ”, se trata de la curva de pandeo “b”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” es de 0,34. A continuación se calcula el esfuerzo axil crítico elástico “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 5696 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 736700,53 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{78,1 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{736700,53 N}} = 1,7074$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,34 * (1,7074 - 0,2) + 1,7074^2] = 2,2139$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,2139 + \sqrt{2,2139^2 - 1,7074^2}} = 0,2760$$

Realizando las mismas operaciones, se puede obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”, teniendo en cuenta que la curva de pandeo es la “c”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_z ” es de 0,49.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 2003 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 259060,95 N$$

Con lo que la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ”, el parámetro “ Φ_z ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ” en este caso son:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{78,1 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{259060,95 \text{ N}}} = 2,8793$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + 0,49 * (2,8793 - 0,2) + 2,8793^2] = 5,3017$$

$$\chi_z = \frac{1}{5,3017 + \sqrt{5,3017^2 - 2,8793^2}} = 0,1025$$

En cuanto al coeficiente de reducción por pandeo lateral “ χ_{LT} ”, se mantienen tanto la curva como los parámetros “ k_c ” y C_1 , ya que dependen de la geometría y distribución de momentos flectores. Por lo tanto, el valor del momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{cr} = 1,5625 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 2003 * 10^{-8} \text{ m}^4}{(12,659 \text{ m})^2} * \left(\frac{171100 * 10^{-12} \text{ m}^6}{2003 * 10^{-8} \text{ m}^4} + \frac{(12,659 \text{ m})^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 63,40 * 10^{-8} \text{ m}^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 2003 * 10^{-8} \text{ m}^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 183812,71 \text{ N} * \text{m}$$

Realizando las mismas operaciones que en el cálculo de los coeficientes anteriores, se va a determinar la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ ϕ_{LT} ” y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{642 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{183812,71 \text{ N} * \text{m}}} = 0,9800$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (0,9800 - 0,2) + 0,9800^2] = 1,0621$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,0621 + \sqrt{1,0621^2 - 0,9800^2}} = 0,6795$$

En último lugar antes de realizar las comprobaciones, se muestran los valores de los coeficientes de interacción:

$$k_{yy} = 0,9 * \left(1 + (1,7074 - 0,2) * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,2760 * 2147750 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,9 * \left(1 + 0,8 * \frac{73939,02 \text{ N}}{0,2760 * 2147750 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{yy} = 1,0777 \leq 0,9943 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 0,9943$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * 2,8793}{(0,9 - 0,25)} * \frac{73939,02 N}{0,1025 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,9 - 0,25)} * \frac{73939,02 N}{0,1025 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$k_{zy} = 0,8438 \geq 0,9458 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,9458$$

$$k_{zz} = 0,4 * \left(1 + (2 * 2,8793 - 0,6) * \frac{73939,02 N}{0,1025 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,4 * \left(1 + 1,4 * \frac{73939,02 N}{0,1025 * 2147750 N / 1,05} \right)$$

$$k_{zz} = 1,1275 \leq 0,5974 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 0,5974$$

$$k_{yz} = 0,6 * 0,5974 = 0,3585$$

Con lo que sustituyendo todos los parámetros calculados en las comprobaciones se obtiene la validez del perfil HEB200:

$$\frac{73939,02 N}{0,2760 * 2147750 N / 1,05} + 0,9943 * \frac{58937,32 N * m}{0,6795 * \frac{176550 N * m}{1,05}} + 0,3585 * \frac{1027,36 N * m}{\frac{84150 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$0,6485 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{73939,02 N}{0,1025 * 2147750 N / 1,05} + 0,9458 * \frac{58937,32 N * m}{0,6795 * \frac{176550 N * m}{1,05}} + 0,5974 * \frac{1027,36 N * m}{\frac{84150 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$0,8481 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

d) Comprobación a abolladura del alma a cortante

Para finalizar con las comprobaciones de estabilidad, se va a determinar si es o no necesario realizar la comprobación de la resistencia a la abolladura. Según la Instrucción de Acero Estructural, para paneles de almas no rigidizadas no será necesario llevar a cabo la comprobación en las situaciones en las que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Sustituyendo los valores relativos a la geometría del HEB200 y teniendo en cuenta que el parámetro “ η ” adquiere, según la normativa de acero estructural empleada, un valor de 1,2 se obtiene que no es necesario realizar la comprobación de resistencia a la abolladura:

$$\frac{134 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} < \frac{72}{1,2} * 0,9244, \quad 14,89 < 55,46 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

Cuando se tenga en cuenta el criterio de integridad de los elementos constructivos, se considera que la estructura horizontal tiene suficiente rigidez, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, la flecha relativa es menor de 1/300. Se considera este valor debido a que no existen tabiques ni pavimentos rígidos en la nave industrial de estudio.

El valor del máximo de la flecha de los dinteles se obtiene directamente de SAP2000. Se observa que en el caso de los dinteles, el diseño es tan ajustado en ELU de inestabilidad como en ELS de desplazamientos. Se han analizado los desplazamientos en las dos direcciones normales a la dirección longitudinal de los perfiles, pero lógicamente la mayor flecha se va a dar para los dinteles en dirección global Z:

$$\max\{U_z; U_y\} < \frac{L_D}{300}$$

$$0,037004 \text{ m} < \frac{12,659 \text{ m}}{300}, \quad 0,037004 \text{ m} < 0,042197 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.5. Dinteles hastiales

Como se ha indicado a lo largo de este trabajo, los elementos estructurales de los pórticos hastiales son de la serie IPE, como principal diferencia de los pórticos intermedios. Es debido a que las cargas que han de soportar son inferiores a las que están sometidos los elementos de los pórticos intermedios. Sin embargo, el procedimiento que se ha de seguir para su dimensionamiento es similar al del resto de componentes estructurales. Los valores máximos obtenidos de la envolvente de esfuerzos son los siguientes:

- $M_{y,Ed} = 17971,96 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -9525,78 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 13886,85 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = 9881,42 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -22960,34 \text{ N}$

Por su parte, la combinación de acciones más desfavorable es la misma que la de los pilarillos, es decir, ELU48. Esta combinación no da lugar a ninguno de los valores máximos de esfuerzos de envolvente, pero es la que presenta mayores sollicitaciones en su conjunto.

- $M_{y,Ed} = 5360,77 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -9011,02 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 12418,34 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -9548,80 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -17972,46 \text{ N}$

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axial de compresión

Se va a estimar el área necesaria para soportar el esfuerzo axial máximo de compresión al que está sometido el dintel hastial más sollicitado. También se desconoce la clase de la sección, por lo que se va a suponer en principio que se trata de una sección de clase 1, 2 o 3.

El valor del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$22960,34 \text{ N} \leq \frac{A * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$A \geq 8,767 * 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,8767 \text{ cm}^2$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie IPE cuya área es inmediatamente superior es IPE80. Realizando los cálculos a partir de las solicitaciones y datos geométricos del perfil, se obtiene que se trata de una sección de clase 1.

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación, teniendo en cuenta que se trata de clase 1:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Esta comprobación se deberá realizar para el momento en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo plástico “ W_{pl} ” respectivo.

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad 17971,96 \text{ N} * m &\leq \frac{23,2 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } y - y, \quad 17971,96 \text{ N} * m &\leq 6076,19 \text{ N} * m \rightarrow \text{No cumple} \\ \text{Eje } z - z, \quad 9525,78 \text{ N} * m &\leq \frac{5,8 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } z - z, \quad 9525,78 \text{ N} * m &\leq 1519,05 \text{ N} * m \rightarrow \text{No cumple} \end{aligned}$$

Por lo tanto, se ha de realizar un nuevo dimensionado a partir del módulo resistente para determinar la sección necesaria. Se va a realizar a partir del esfuerzo relativo al eje débil “z-z”, ya que se trata de un valor más restrictivo:

$$9525,78 \text{ N} * m \leq \frac{W_{pl,z} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$W_{pl,z} \geq 3,6371 * 10^{-5} \text{ m}^4 = 36,371 \text{ cm}^4$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie IPE cuyo módulo plástico es inmediatamente superior es IPE200. De igual manera que el anterior perfil, se trata de una sección de clase 1.

Ahora se va a comprobar si esta sección es suficiente para soportar el momento aplicado en el eje fuerte “y-y”:

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad 17971,96 \text{ N} \cdot \text{m} &\leq \frac{220 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot 275 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } y - y, \quad 17971,96 \text{ N} \cdot \text{m} &\leq 57619,05 \text{ N} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

c) Comprobación a esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Adquiriendo el área a cortante “ A_v ” para perfiles laminados en I o en H la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} A_v &= A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f, \quad A_v > 1,2 \cdot h_w \cdot t_w \\ A_v &= 28,5 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,85 \text{ cm} + (0,56 + 2 \cdot 1,2) \text{ cm} \cdot 0,85 \text{ cm} = 14,02 \text{ cm}^2 \\ A_v &> 1,2 \cdot 15,9 \text{ cm} \cdot 0,56 \text{ cm} > 10,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

De manera que se puede realizar la comprobación a esfuerzo cortante:

$$\begin{aligned} 13886,85 \text{ N} &\leq \frac{14,02 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot \left(275 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} / \sqrt{3}\right)}{1,05} \\ 13886,85 \text{ N} &\leq 211937,04 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

En este instante, se puede proceder a la realización de las comprobaciones de interacción de esfuerzos, con lo que se han que emplear los esfuerzos de la combinación más desfavorable, ELU48, y no los valores máximos extraídos de la envolvente de esfuerzos.

d) Interacción de esfuerzos de flexión y cortante

Por tratarse de una sección expuesta a la combinación de esfuerzos flectores y de cortante, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión.

Dicha reducción deberá realizarse cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” sea superior al 50% de la resistencia plástica “ $V_{pl,Rd}$ ”. Por lo tanto, se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia de cálculo a flexión:

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd}, \quad 12418,34 \text{ N} < 0,5 * 211937,04 \text{ N}$$

$$12418,34 \text{ N} < 105968,52 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Como se cumple la condición establecida por la EAE, no es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión debido al esfuerzo cortante.

e) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

Se va a determinar si es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión debido al efecto del esfuerzo axil. Esta consideración se ha de realizar tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la sección.

La reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión asociada a cada eje de la sección deberá llevarse a cabo si no se cumple alguna de las siguientes condiciones:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * N_{pl,Rd}; \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo “ $N_{pl,Rd}$ ” la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta a esfuerzo axil de tracción:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 746428,57 \text{ N}$$

Con lo que se va a comprobar si es necesario realizar la reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión sobre cada uno de los ejes de simetría de la sección:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * 746428,57 \text{ N}; \frac{0,5 * 0,159 \text{ m} * 0,0056 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \right\}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 17972,46 \text{ N} < \min\{186607,14 \text{ N}; 116600 \text{ N}\} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{0,159 \text{ m} * 0,0056 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 17972,46 \text{ N} < 233200 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Debido a que en ninguna de las situaciones el axil de cálculo es superior a los valores establecidos por la EAE, no es necesario reducir el momento plástico resistente sobre la sección en ninguno de los dos ejes principales de simetría.

f) Interacción de esfuerzos de flexión, cortante y axil

Como se ha demostrado en los apartados anteriores, no es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión por el efecto de los esfuerzos cortante y axil.

➤ ELU DE INESTABILIDAD

Se van a efectuar las comprobaciones de elementos sometidos únicamente a esfuerzo de compresión o de flexión, y seguidamente la relativa a elementos sometidos a la acción de ambos esfuerzos conjuntamente.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá ser inferior a la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar el valor del coeficiente de reducción de pandeo “ χ ”, en primer lugar hay que obtener la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil laminado de tipo doble T, la relación entre la altura y anchura de la sección es mayor que 1,2, el espesor de las alas es inferior a 40 mm, el pandeo se produce alrededor del eje débil z-z, y el tipo de acero, se obtiene que la curva que se ha de considerar para el cálculo es la “b”. Esta explicación se puede observar en la Fig.53.

Según la Fig.54, el valor del coeficiente de imperfección “ α_z ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,34.

Con estos parámetros, se puede calcular el valor del esfuerzo axil crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. Por tratarse de un dintel, el coeficiente de pandeo en ambos ejes presenta un valor de 1, ya que se trata de un elemento doblemente apoyado.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 142 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 18365,78 N$$

En este instante, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{28,5 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{18365,78 N}} = 6,5326$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,34 * (6,5326 - 0,2) + 6,5326^2] = 22,9138$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{22,9138 + \sqrt{22,9138^2 - 6,5326^2}} = 0,0223$$

Una vez que se dispone del coeficiente de reducción, se procede a calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,0223 * 28,5 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 16632,90 N$$

En último lugar, se puede realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$22960,34 N \leq 16632,90 N \rightarrow \text{No cumple}$$

Debido al incumplimiento de la condición de elementos sometidos a compresión, se ha de aumentar el perfil. Como en otras situaciones, para determinar la sección necesaria se va a igualar la expresión de la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ” al valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ”, de manera que se puede obtener el área necesaria para soportar este axil aplicado.

$$22960,34 N \leq \frac{0,0223 * A * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$A \geq 3,934 * 10^{-3} m^2 = 39,34 cm^2$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie IPE con área inmediatamente superior es IPE270. De igual manera que el resto de los perfiles empleados se trata de una sección de clase 1.

Repetiendo los cálculos efectuados en este apartado, y teniendo en cuenta que la curva de pandeo y el coeficiente de imperfección son los mismos, se obtienen los siguientes resultados:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 420 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 54321,32 N$$

La esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ” presentan los siguientes valores:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{45,9 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{54321,32 \text{ N}}} = 4,8204$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,34 * (4,8204 - 0,2) + 4,8204^2] = 12,9038$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{12,9038 + \sqrt{12,9038^2 - 4,8204^2}} = 0,0402$$

Una vez que se dispone del coeficiente de reducción, se procede a calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,0402 * 45,9 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 48330,28 \text{ N}$$

En último lugar, se lleva a cabo la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$22960,34 \text{ N} \leq 48330,28 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar la curva de pandeo lateral, se ha de considerar que se trata de secciones de perfiles laminados en doble T, cuya relación entre la altura y anchura del perfil sea menor que 2, con lo que la curva de pandeo correspondiente es la “a”.

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,21.

Es necesario conocer la distribución de momentos flectores en el eje fuerte de la sección para determinar el factor de corrección “ k_c ”. En la siguiente ilustración se puede observar la distribución de momentos flectores del dintel hastial más solicitado.



Figura 63. Distribución de momentos flectores en el dintel hastial más solicitado.

Según la captura de la EAE para la determinación del factor de corrección, esta distribución adjunta presenta la mayor semejanza con la correspondiente a un factor de corrección de valor 0,77. Por lo tanto, el coeficiente “ C_1 ” es:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,77^2} = 1,6866$$

Seguidamente, se puede calcular el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ” teniendo en cuenta el coeficiente previamente determinado y las propiedades de la sección empleada:

$$M_{cr} = 1,6866 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 420 * 10^{-8} m^4}{(12,659 m)^2} * \left(\frac{70580 * 10^{-12} m^6}{420 * 10^{-8} m^4} + \frac{(12,659 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 15,4 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 420 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 45421,95 N * m$$

Sustituyendo los valores obtenidos, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ ϕ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{484 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{45421,95 N * m}} = 1,7118$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,7118 - 0,2) + 1,7118^2] = 2,1239$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{2,1239 + \sqrt{2,1239^2 - 1,7118^2}} = 0,2958$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” presenta el siguiente valor:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,2958 * 484 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 37491,16 N * m$$

Y en último lugar, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo del apartado para conocer la validez del perfil IPE270:

$$17971,96 N * m \leq 37491,16 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las mismas comprobaciones que las utilizadas en otros elementos estructurales. De igual manera, los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” se van a obtener por medio del método 2 de la EAE.

En primer lugar, los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{y,Rk}$ ” y “ $M_{z,Rk}$ ” para el perfil IPE270 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 45,9 * 10^{-4} m^2 = 1262250 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 484 * 10^{-6} m^3 = 133100 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 97 * 10^{-6} m^3 = 26675 N * m$$

Con respecto a los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_y ”, “ χ_z ” y “ χ_{LT} ”, en este caso hay que calcular solamente “ χ_y ” puesto que los dos últimos ya ha sido calculado en las comprobaciones anteriores para el perfil empleado.

En cuanto al cálculo de “ χ_y ”, se trata de la curva de pandeo “a”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” es de 0,21. Seguidamente, se calcula el esfuerzo axil crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 5790 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 748858,16 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{45,9 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{748858,16 N}} = 1,2983$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,2983 - 0,2) + 1,2983^2] = 1,4581$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,4581 + \sqrt{1,4581^2 - 1,2983^2}} = 0,4713$$

A continuación se van a determinar los factores “ C_{mi} ” para la posterior obtención de los coeficientes de interacción “ k_{ij} ”. Las distribuciones de momentos flectores para la combinación más desfavorable, ELU48, se pueden asemejar a la segunda y tercera distribución de momentos, respectivamente, mostradas en la Fig.59. Con lo que se han de calcular los parámetros “ Ψ ” y “ α_s ” necesarios para poder determinar la expresión y el valor de “ C_{my} ”.

$$\psi_y = \frac{-7570,17 \text{ N} \cdot \text{m}}{-9764,44 \text{ N} \cdot \text{m}} = 0,7753, \quad \alpha_{s,y} = \frac{5474,79 \text{ N} \cdot \text{m}}{-9764,44 \text{ N} \cdot \text{m}} = -0,5607$$

$$C_{my} = 0,1 - 0,8 * \alpha_{s,y} \geq 0,4, \quad C_{my} = 0,1 - 0,8 * (-0,5607) = 0,5485$$

Considerando la distribución de momentos flectores alrededor del eje débil de la sección, y calculando los parámetros correspondientes se logra el parámetro “C_{mz}”.

$$\psi_z = \frac{754,01 \text{ N} \cdot \text{m}}{-1738,93 \text{ N} \cdot \text{m}} = -0,4336, \quad \alpha_{h,z} = \frac{-1738,93 \text{ N} \cdot \text{m}}{-9011,02 \text{ N} \cdot \text{m}} = 0,1930$$

$$C_{mz} = 0,95 + 0,05 * \alpha_{h,z} \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,95 + 0,05 * 0,1930 = 0,9596$$

Como último paso a la realización de las comprobaciones, se van a calcular los coeficientes de interacción “k_{ij}” a partir de todos los parámetros deducidos hasta el momento para el perfil IPE270.

Sustituyendo todos los valores calculados previamente se obtienen los coeficientes de interacción:

$$k_{yy} = 0,5485 * \left(1 + (1,2983 - 0,2) * \frac{17972,46 \text{ N}}{0,4713 * 1262250 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,5485 * \left(1 + 0,8 * \frac{17972,46 \text{ N}}{0,4713 * 1262250 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{yy} = 0,5677 \leq 0,5625 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 0,5625$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * 4,8204}{(0,5485 - 0,25)} * \frac{17972,46 \text{ N}}{0,0402 * 1262250 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,5485 - 0,25)} * \frac{17972,46 \text{ N}}{0,0402 * 1262250 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{zy} = 0,3995 \geq 0,8754 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,8754$$

$$k_{zz} = 0,9596 * \left(1 + (2 * 4,8204 - 0,6) * \frac{17972,46 \text{ N}}{0,0402 * 1262250 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,9596 * \left(1 + 1,4 * \frac{17972,46 \text{ N}}{0,0402 * 1262250 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{zz} = 4,1858 \leq 1,4592 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 1,4592$$

$$k_{yz} = 0,6 * 1,4592 = 0,8755$$

Para finalizar con este apartado, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\frac{17972,46 \text{ N}}{0,4713 * 1262250 \text{ N} / 1,05} + 0,5625 * \frac{5360,77 \text{ N} \cdot \text{m}}{0,2958 * \frac{133100 \text{ N} \cdot \text{m}}{1,05}} + 0,8755 * \frac{9011,02 \text{ N} \cdot \text{m}}{26675 \text{ N} \cdot \text{m} / 1,05} \leq 1$$

$$0,4227 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{17972,46 \text{ N}}{0,0402 * 1262250 \text{ N}} + 0,8754 * \frac{5360,77 \text{ N} * \text{m}}{0,2958 * \frac{133100 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 1,4592 * \frac{9011,02 \text{ N} * \text{m}}{\frac{26675 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} \leq 1$$

$$1,0146 \leq 1 \rightarrow \text{No cumple}$$

Debido a que esta última comprobación de estabilidad no cumple, se han de repetir los cálculos con el perfil inmediatamente superior, es decir, IPE300. Se ha de tener en cuenta que resultan modificados todos los coeficientes que intervienen en la comprobación, a excepción de los parámetros “C_{mi}”, ya dependen de la distribución de momentos flectores. Por lo tanto, de manera más breve se muestran todos los coeficientes necesarios para realizar las comprobaciones con el perfil mencionado.

Los parámetros “N_{Rk}”, “M_{y,Rk}” y “M_{z,Rk}” para el perfil IPE300 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 53,8 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1479500 \text{ N}$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 628 * 10^{-6} \text{ m}^3 = 172700 \text{ N} * \text{m}$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 125 * 10^{-6} \text{ m}^3 = 34375 \text{ N} * \text{m}$$

Para determinar “χ_y”, se trata de la curva de pandeo “a”, cuyo coeficiente de imperfección “α_y” es de 0,21. A continuación se calcula el esfuerzo axil crítico elástico “N_{cr,y}”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 8360 * 10^{-8} \text{ m}^4}{(1 * 12,659 \text{ m})^2} = 1081252,89 \text{ N}$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “λ̄_y”, el parámetro “Φ_y”, y el coeficiente de reducción de pandeo “χ_y” son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{53,8 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1081252,89 \text{ N}}} = 1,1698$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,1698 - 0,2) + 1,1698^2] = 1,2860$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,2860 + \sqrt{1,2860^2 - 1,1698^2}} = 0,5494$$

Realizando las mismas operaciones, se puede obtener el coeficiente de reducción de pandeo “χ_z”, teniendo en cuenta que la curva de pandeo es la “b”, cuyo coeficiente de imperfección “α_z” es de 0,34.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 604 * 10^{-8} m^4}{(1 * 12,659 m)^2} = 78119,23 N$$

Con lo que la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ”, el parámetro “ Φ_z ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ” en este caso son:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{53,8 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{78119,23 N}} = 4,3519$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + 0,34 * (4,3519 - 0,2) + 4,3519^2] = 10,6753$$

$$\chi_z = \frac{1}{10,6753 + \sqrt{10,6753^2 - 4,3519^2}} = 0,0490$$

En cuanto al coeficiente de reducción por pandeo lateral “ χ_{LT} ”, se mantienen tanto la curva como los parámetros “ k_c ” y “ C_1 ”, ya que dependen de la geometría y distribución de momentos flectores. Por lo tanto, el valor del momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{cr} = 1,6866 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 604 * 10^{-8} m^4}{(12,659 m)^2} * \left(\frac{125900 * 10^{-12} m^6}{604 * 10^{-8} m^4} + \frac{(12,659 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 20,1 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 604 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 63004,89 N * m$$

Realizando las mismas operaciones que en el cálculo de los coeficientes anteriores, se va a determinar la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ” y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{63004,89 N * m}} = 1,6556$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,6556 - 0,2) + 1,6556^2] = 2,0234$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{2,0234 + \sqrt{2,0234^2 - 1,6556^2}} = 0,3138$$

Previo a la realización de las comprobaciones, se muestran los valores de los coeficientes de interacción:

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= 0,5485 * \left(1 + (1,1698 - 0,2) * \frac{17972,46 N}{0,5494 * 1479500 N / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,5485 * \left(1 + 0,8 * \frac{17972,46 N}{0,5494 * 1479500 N / 1,05} \right) \\
 k_{yy} &= 0,5609 \leq 0,5587 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 0,5587 \\
 k_{zy} &= \left(1 - \frac{0,1 * 4,3519}{(0,5485 - 0,25)} * \frac{17972,46 N}{0,0490 * 1479500 N / 1,05} \right) \\
 &\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,5485 - 0,25)} * \frac{17972,46 N}{0,0490 * 1479500 N / 1,05} \right) \\
 k_{zy} &= 0,6203 \geq 0,9127 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,9127 \\
 k_{zz} &= 0,9596 * \left(1 + (2 * 4,3519 - 0,6) * \frac{17972,46 N}{0,0490 * 1479500 N / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,9596 * \left(1 + 1,4 * \frac{17972,46 N}{0,0490 * 1479500 N / 1,05} \right) \\
 k_{zz} &= 2,9855 \leq 1,3096 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 1,3096 \\
 k_{yz} &= 0,6 * 1,3096 = 0,7858
 \end{aligned}$$

Con lo que sustituyendo todos los parámetros calculados en las comprobaciones se obtiene la validez del perfil IPE300:

$$\begin{aligned}
 \frac{17972,46 N}{0,5494 * 1479500 N / 1,05} + 0,5587 * \frac{5360,77 N * m}{0,3138 * \frac{172700 N * m}{1,05}} + 0,7858 * \frac{9011,02 N * m}{\frac{34375 N * m}{1,05}} &\leq 1 \\
 0,2975 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple} \\
 \frac{17972,46 N}{0,0490 * 1479500 N / 1,05} + 0,9127 * \frac{5360,77 N * m}{0,3138 * \frac{172700 N * m}{1,05}} + 1,3096 * \frac{9011,02 N * m}{\frac{34375 N * m}{1,05}} &\leq 1 \\
 0,7158 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple}
 \end{aligned}$$

d) Comprobación a abolladura del alma a cortante

Para finalizar con las comprobaciones de estabilidad, se va a determinar la necesidad de realizar la comprobación de la resistencia a la abolladura. Según la EAE, para paneles de almas no rigidizadas no será necesario llevar a cabo la comprobación en las situaciones en las que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Sustituyendo los valores relativos a la geometría del IPE300 y teniendo en cuenta que el parámetro “ η ” adquiere, según la normativa de acero estructural empleada, un valor de 1,2 se obtiene que no es necesario realizar la comprobación de resistencia a la abolladura:

$$\frac{249 \text{ mm}}{7,1 \text{ mm}} < \frac{72}{1,2} * 0,9244, \quad 35,07 < 55,46 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

Cuando se tenga en cuenta el criterio de integridad de los elementos constructivos, se considera que la estructura horizontal tiene suficiente rigidez, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, la flecha relativa es menor de 1/300. Se considera este valor debido a que no existen tabiques ni pavimentos rígidos en la nave industrial de estudio. El valor del máximo de la flecha de los dinteles se obtiene directamente de SAP2000.

De igual manera que en el resto de los elementos que conforman los pórticos hastiales, se ha de tener en cuenta que la flecha es la máxima obtenida de las direcciones débil y fuerte del perfil. Además, en este caso adquiere un valor reducido por la presencia de los pilarillos.

$$\max\{U_z ; U_y\} < \frac{L_D}{300}$$

$$0,004078 \text{ m} < \frac{12,659 \text{ m}}{300}, \quad 0,004078 \text{ m} < 0,042197 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.6. Dinteles de cerramiento practicable

Los dinteles de cerramiento, junto con los pilarillos centrales, tienen la misión de delimitar los cerramientos practicables situados en las fachadas hastiales. Se trata de elementos de la serie IPE debido a las reducidas cargas que han de soportar. Para su dimensionamiento, se va a llevar a cabo el mismo procedimiento que el de los anteriores elementos estructurales. Los valores máximos obtenidos de la envolvente de esfuerzos son los que se enumeran a continuación:

- $M_{y,Ed} = -2705,68 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -53,64 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 1190,95 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -16,15 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -6838,64 \text{ N}$

La combinación de acciones más desfavorable para los dinteles de cerramiento es ELU55, que se corresponde con la acción del viento “V22” actuando en modo presión y con la carga de nieve de distribución simétrica “N0” como acción concomitante, además de las cargas permanentes con efecto desfavorable. Se puede observar que para dicha combinación de acciones los esfuerzos que solicitan al dintel presentan prácticamente los valores máximos.

- $M_{y,Ed} = -2562,91 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -50,26 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 1135,84 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = -13,46 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -6519,81 \text{ N}$

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axial de compresión

Se va a estimar el área necesaria para soportar el esfuerzo axial máximo de compresión al que está sometido el dintel de cerramiento más solicitado. Como no se conoce la clase de la sección, se va a suponer en principio que se trata de una sección de clase 1, 2 o 3.

El valor del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$6838,64 \text{ N} \leq \frac{A * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$A \geq 2,611 * 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,2611 \text{ cm}^2$$

Acudiendo al prontuario de secciones laminadas, el perfil de la serie IPE cuya área es inmediatamente superior es IPE80. Realizando los cálculos a partir de las solicitaciones y datos geométricos del perfil, se obtiene que se trata de una sección de clase 1.

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación, teniendo en cuenta que se trata de clase 1:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Esta comprobación se deberá realizar para el momento en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo plástico “ W_{pl} ” respectivo.

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad 2705,68 \text{ N} * m &\leq \frac{23,2 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } y - y, \quad 2705,68 \text{ N} * m &\leq 6076,19 \text{ N} * m \rightarrow \text{Cumple} \\ \text{Eje } z - z, \quad 53,64 \text{ N} * m &\leq \frac{5,8 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } z - z, \quad 53,64 \text{ N} * m &\leq 1519,05 \text{ N} * m \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

c) Comprobación a esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Adquiriendo el área a cortante “ A_v ” para perfiles laminados en I o en H la siguiente expresión:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \quad A_v > 1,2 * h_w * t_w$$

$$A_v = 7,64 \text{ cm}^2 - 2 * 4,6 \text{ cm} * 0,52 \text{ cm} + (0,38 + 2 * 0,5) \text{ cm} * 0,52 \text{ cm} = 3,57 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 1,2 * 5,9 \text{ cm} * 0,38 \text{ cm} > 2,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

De manera que se puede realizar la comprobación a esfuerzo cortante:

$$1190,95 \text{ N} \leq \frac{14,02 * 10^{-4} \text{ m}^2 * (275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} / \sqrt{3})}{1,05}$$

$$13886,85 \text{ N} \leq 54036,69 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

En este instante, se puede proceder a la realización de las comprobaciones de interacción de esfuerzos, con lo que se han que emplear los esfuerzos de la combinación más desfavorable, ELU55, y no los valores máximos extraídos de la envolvente de esfuerzos.

d) Interacción de esfuerzos de flexión y cortante

Por tratarse de una sección expuesta a la combinación de esfuerzos flectores y de cortante, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión.

Dicha reducción deberá realizarse cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” sea superior al 50% de la resistencia plástica “ $V_{pl,Rd}$ ”. Por lo tanto, se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia de cálculo a flexión:

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd}, \quad 1135,84 \text{ N} < 0,5 * 54036,69 \text{ N}$$

$$1135,84 \text{ N} < 54036,69 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Como se cumple la condición establecida por la EAE, no es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión debido al esfuerzo cortante.

e) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

Se va a determinar si es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión debido al efecto del esfuerzo axil. Esta consideración se ha de realizar tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la sección.

La reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión asociada a cada eje de la sección deberá llevarse a cabo si no se cumple alguna de las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * N_{pl,Rd}; \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \right\} \\ \text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \end{aligned}$$

Siendo “ $N_{pl,Rd}$ ” la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta a esfuerzo axial de tracción:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7,64 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 200095,24 \text{ N}$$

Con lo que se va a comprobar si es necesario realizar la reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión sobre cada uno de los ejes de simetría de la sección:

$$\text{Eje } y - y, \quad N_{Ed} < \min \left\{ 0,25 * 200095,24 \text{ N}; \frac{0,5 * 0,059 \text{ m} * 0,0038 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \right\}$$

$$\text{Eje } y - y, \quad 6519,81 \text{ N} < \min\{50023,81 \text{ N}; 29359,52 \text{ N}\} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad N_{Ed} < \frac{0,059 \text{ m} * 0,0038 \text{ m} * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 6519,81 \text{ N} < 58719,05 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Debido a que en ninguna de las situaciones el axial de cálculo es superior a los valores establecidos por la EAE, no es necesario reducir el momento plástico resistente sobre la sección en ninguno de los dos ejes principales de simetría.

f) Interacción de esfuerzos de flexión, cortante y axial

Como se ha demostrado en los apartados anteriores, no es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión por el efecto de los esfuerzos cortante y axial.

➤ ELU DE INESTABILIDAD

De igual manera que con otros elementos estructurales, se van a efectuar las comprobaciones de elementos sometidos únicamente a esfuerzo de compresión o de flexión, y seguidamente la relativa a elementos sometidos a la acción de ambos esfuerzos conjuntamente.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá ser inferior a la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar el valor del coeficiente de reducción de pandeo “ χ ”, en primer lugar hay que obtener la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil laminado de tipo doble T, la relación entre la altura y anchura de la sección es mayor que 1,2, el espesor de las alas es inferior a 40 mm, el pandeo se produce alrededor del eje débil z-z, y el tipo de acero, se obtiene que la curva que se ha de considerar para el cálculo es la “b”.

Según la Fig.54, el valor del coeficiente de imperfección “ α_z ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,34.

Con estos parámetros, se puede calcular el valor del esfuerzo axial crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. Por tratarse de un dintel, el coeficiente de pandeo en ambos ejes presenta un valor de 1, ya que se trata de un elemento doblemente apoyado.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 8,49 * 10^{-8} m^4}{(1 * 6 m)^2} = 4887,92 N$$

Se puede observar que la carga exterior aplicada es superior al esfuerzo axial crítico elástico, con lo que el elemento va a pandear, ya que no soporta la carga crítica ni en la situación en la que se trata a la barra como elemento ideal. En esta situación, hay que volver a dimensionar igualando el axial exterior aplicado a la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”, pudiendo obtener la inercia necesaria en el eje débil “ I_z ” para soportar dicho esfuerzo:

$$6838,64 N \leq \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * I_z}{(1 * 6 m)^2}$$

$$I_z \geq 1,1878 * 10^{-7} m^4 = 11,878 cm^4$$

El perfil de la serie empleada con un valor inmediatamente superior al calculado es IPE100. Rehaciendo los cálculos con este perfil, sigue sin cumplir, con lo que es necesario un IPE120. Seguidamente se muestra el valor del esfuerzo axial crítico elástico “ N_{cr} ” para esta última sección:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 27,7 * 10^{-8} m^4}{(1 * 6 m)^2} = 15947,64 N$$

Por lo tanto, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{13,2 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{15947,64 \text{ N}}} = 4,7710$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,34 * (4,7710 - 0,2) + 4,7710^2] = 12,6581$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{12,6581 + \sqrt{12,6581^2 - 4,7710^2}} = 0,0410$$

Una vez que se dispone del coeficiente de reducción, se procede a calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,0410 * 13,2 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 14178,74 \text{ N}$$

En último lugar, se puede realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$6838,64 \text{ N} \leq 14178,74 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar la curva de pandeo lateral, se ha de considerar que se trata de secciones de perfiles laminados en doble T, cuya relación entre la altura y anchura del perfil sea menor que 2, con lo que la curva de pandeo correspondiente es la “a”.

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,21.

Es necesario conocer la distribución de momentos flectores en el eje fuerte de la sección (Fig.64) para determinar el factor de corrección “ k_c ”.

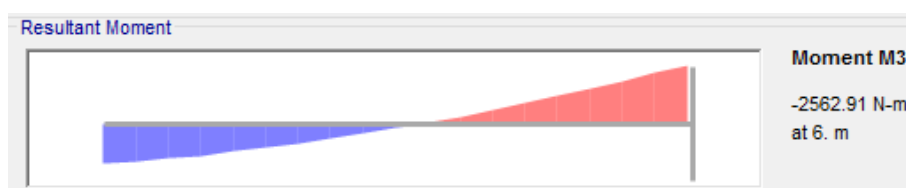


Figura 64. Distribución de momentos flectores en el dintel de cerramiento más solicitado.

Como se puede observar, se trata de una distribución lineal de momentos flectores, de manera que se ha de calcular el parámetro “ Ψ ” para la posterior determinación del factor de corrección “ k_c ” a través de la expresión mostrada en la Fig.58.

$$\psi = \frac{1783,14 \text{ N} \cdot \text{m}}{-2562,91 \text{ N} \cdot \text{m}} = -0,6957, \quad k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot (-0,6957)} = 0,6412$$

El coeficiente “ C_1 ” es el inverso del cuadrado del parámetro “ k_c ”. Por lo tanto:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,6412^2} = 2,4323$$

Posteriormente, se determina el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ” teniendo en cuenta el coeficiente previamente determinado y las propiedades de la sección empleada:

$$M_{cr} = 2,4323 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 27,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}{(6 \text{ m})^2} \cdot \left(\frac{890 \cdot 10^{-12} \text{ m}^6}{27,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} + \frac{(6 \text{ m})^2 \cdot 8,0769 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 1,77 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 27,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 11820,32 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Sustituyendo los valores obtenidos, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ ϕ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{60,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot 275 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{11820,32 \text{ N} \cdot \text{m}}} = 1,1893$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,1893 - 0,2) + 1,1893^2] = 1,3111$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,3111 + \sqrt{1,3111^2 - 1,1893^2}} = 0,5368$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” presenta el siguiente valor:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,5368 \cdot 60,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot 275 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 8547,45 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Y en último lugar, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo del apartado para conocer la validez del perfil IPE120:

$$2705,68 N * m \leq 8547,45 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las mismas comprobaciones que en otros elementos estructurales. De igual manera, los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” se van a obtener por medio del método 2 de la EAE.

En primer lugar, los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{y,Rk}$ ” y “ $M_{z,Rk}$ ” para el perfil IPE120 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 13,2 * 10^{-4} m^2 = 363000 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 60,8 * 10^{-6} m^3 = 16720 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 13,6 * 10^{-6} m^3 = 3740 N * m$$

Con respecto a los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_y ”, “ χ_z ” y “ χ_{LT} ”, en este caso hay que calcular solamente “ χ_y ” puesto que los dos últimos ya ha sido calculado en las comprobaciones anteriores para el perfil empleado.

En cuanto al cálculo de “ χ_y ”, se trata de la curva de pandeo “a”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” es de 0,21. Seguidamente, se muestra el esfuerzo axial crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 318 * 10^{-8} m^4}{(1 * 6 m)^2} = 183081,16 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{13,2 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{183081,16 N}} = 1,4081$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,4081 - 0,2) + 1,4081^2] = 1,6182$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,6182 + \sqrt{1,6182^2 - 1,4081^2}} = 0,4140$$

A continuación se van a determinar los factores “ C_{mi} ” para la posterior obtención de los coeficientes de interacción “ k_{ij} ”. Las distribuciones de momentos flectores para la combinación más desfavorable, ELU55, se pueden asemejar a una distribución de tipo lineal. Con lo que se ha de calcular el parámetros “ Ψ ” necesario para poder determinar la expresión y el valor de “ C_{my} ”. Se recuerda que “ C_{mLT} ” presenta el mismo valor en todas las situaciones, por tratarse de la misma distribución de momentos flectores.

$$\psi_y = \frac{1783,14 \text{ N} * \text{m}}{-2562,91 \text{ N} * \text{m}} = -0,6957$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * \psi_y \geq 0,4, \quad C_{my} = 0,6 + 0,4 * (-0,6957) = 0,3217 \rightarrow C_{my} = 0,4$$

Considerando la distribución alrededor del eje débil de la sección de tipo lineal, y calculando los parámetros correspondientes se obtiene el parámetro “ C_{mz} ”.

$$\psi_z = \frac{30,48 \text{ N} * \text{m}}{-50,26 \text{ N} * \text{m}} = -0,6064$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 * \psi_z \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,6 + 0,4 * (-0,6064) = 0,3574 \rightarrow C_{mz} = 0,4$$

En este instante, se pueden determinar los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” a partir de todos los parámetros obtenidos hasta el momento para el perfil IPE120. Sustituyendo todos los valores calculados previamente se obtienen los coeficientes de interacción:

$$k_{yy} = 0,4 * \left(1 + (1,4081 - 0,2) * \frac{6519,81 \text{ N}}{0,4140 * 363000 \text{ N} / 1,05} \right) \\ \leq 0,4 * \left(1 + 0,8 * \frac{6519,81 \text{ N}}{0,4140 * 363000 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{yy} = 0,4220 \leq 0,4146 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 0,4146$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * 4,7710}{(0,4 - 0,25)} * \frac{6519,81 \text{ N}}{0,0410 * 363000 \text{ N} / 1,05} \right) \\ \geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,4 - 0,25)} * \frac{6519,81 \text{ N}}{0,0410 * 363000 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{zy} = -0,4626 \geq 0,6934 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zy} = 0,6934$$

$$k_{zz} = 0,4 * \left(1 + (2 * 4,7710 - 0,6) * \frac{6519,81 \text{ N}}{0,0410 * 363000 \text{ N} / 1,05} \right) \\ \leq 0,4 * \left(1 + 1,4 * \frac{6519,81 \text{ N}}{0,0410 * 363000 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{zz} = 2,0447 \leq 0,6575 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 0,6575$$

$$k_{yz} = 0,6 * 0,6575 = 0,3945$$

Para finalizar con este apartado, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\frac{6519,81 \text{ N}}{0,4140 * 363000 \text{ N}} + 0,4146 * \frac{2562,91 \text{ N} * \text{m}}{0,5368 * \frac{16720 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 0,3945 * \frac{50,26 \text{ N} * \text{m}}{3740 \text{ N} * \text{m}} \leq 1$$

$$0,1754 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{6519,81 \text{ N}}{0,0410 * 363000 \text{ N}} + 0,6934 * \frac{2562,91 \text{ N} * \text{m}}{0,5368 * \frac{16720 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 0,6575 * \frac{50,26 \text{ N} * \text{m}}{3740 \text{ N} * \text{m}} \leq 1$$

$$0,6770 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

d) Comprobación a abolladura del alma a cortante

Para finalizar con las comprobaciones de estabilidad, se va a determinar la necesidad de realizar la comprobación de la resistencia a la abolladura. Según la EAE, para paneles de almas no rigidizadas no será necesario llevar a cabo la comprobación en las situaciones en las que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Sustituyendo los valores relativos a la geometría del IPE120 y teniendo en cuenta que el parámetro “ η ” adquiere, según la normativa de acero estructural empleada, un valor de 1,2 se obtiene que no es necesario realizar la comprobación de resistencia a la abolladura:

$$\frac{93 \text{ mm}}{4,4 \text{ mm}} < \frac{72}{1,2} * 0,9244, \quad 21,14 < 55,46 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

Teniendo en cuenta el criterio de integridad de los elementos constructivos, se considera que la estructura horizontal tiene suficiente rigidez, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, la flecha relativa es menor de 1/300. El valor del máximo de la flecha de los dinteles de cerramiento se obtiene directamente de SAP2000:

$$\max\{U_z ; U_y\} < \frac{L_D}{300}$$

$$0,002082 \text{ m} < \frac{6 \text{ m}}{300}, \quad 0,002082 \text{ m} < 0,02 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.7. Dinteles de refuerzo

Los dinteles de refuerzo se disponen con el principal objetivo de absorber parte del esfuerzo axil al que están sometidos los dinteles intermedios de cubierta. Como se sabe, las construcciones industriales están sometidas a cargas de tipo horizontal de valor elevado, sobre todo por el efecto del viento actuante. Por ello, y por evitar efectos de posibles torsiones, se disponen dinteles de refuerzo con perfiles huecos rectangulares.

Para su dimensionamiento, se han de seguir los mismos pasos que para los anteriores perfiles empleados de tipología doble T. Para posicionarse del lado de la seguridad, no se va a considerar el arriostramiento que producen sobre los pilares y dinteles que refuerzan. Los valores máximos obtenidos de la envolvente de esfuerzos son los que se citan a continuación:

- $M_{y,Ed} = -18713,50 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -2004,33 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = -6861,14 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = 496,92 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -233166,28 \text{ N}$

La combinación de acciones más desfavorable para los dinteles de refuerzo es ELU7, de igual manera que para el caso del pilar intermedio más solicitado. Se puede observar que para dicha combinación de acciones el esfuerzo de mayor importancia es el axil de compresión. Como se ha indicado previamente, la finalidad de estos elementos es absorber el esfuerzo de compresión al que estarían sometidos los dinteles intermedios de cubierta. Los esfuerzos de la citada combinación son:

- $M_{y,Ed} = -13230,38 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = 695,68 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = -4229,40 \text{ N}$
- $V_{z,Ed} = 184,35 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -233166,28 \text{ N}$

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axil de compresión

Se va a estimar el área necesaria para soportar el esfuerzo axil máximo de compresión al que está sometido el dintel de refuerzo más solicitado. Como no se conoce la clase de la sección, se va a suponer en principio que se trata de una sección de clase 1, 2 o 3.

El valor del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$233166,28 \text{ N} \leq \frac{A * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05}$$

$$A \geq 8,903 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,903 \text{ cm}^2$$

Acudiendo al prontuario, el perfil tipo tubo cuya área es inmediatamente superior es TUBO120x84x10. Teniendo en cuenta las solicitaciones a las que está sometido y los datos geométricos del perfil, se puede determinar la clase de la sección a través de las ecuaciones ya empleadas a lo largo de este trabajo:

$$\sigma_t = \frac{233166,28 \text{ N}}{36,8 * 10^{-4} \text{ m}^2} - \frac{13230,38 \text{ N} * \text{m}}{676,3 * 10^{-8} \text{ m}^4} * \left(\frac{0,12}{2} - 0,01 \right) \text{ m} = -34497438,1 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_c = \frac{233166,28 \text{ N}}{36,8 * 10^{-4} \text{ m}^2} + \frac{13230,38 \text{ N} * \text{m}}{676,3 * 10^{-8} \text{ m}^4} * \left(\frac{0,12}{2} - 0,01 \right) \text{m} = 161174833,6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha = \frac{161174833,6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{(161174833,6 - (-34497438,1)) \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} = 0,8237$$

Se recuerda que al tratarse de una ecuación en la que intervienen dos esfuerzos, se ha de considerar los valores de la combinación más desfavorable y no de la envolvente de esfuerzos. Cuando el parámetro “ α ” es superior a 0,5 se deberá realizar la siguiente comprobación, de manera que si se cumple dicha condición se trata de una sección de clase 1:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 * \varepsilon}{13 * \alpha - 1}, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

$$\frac{100 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \leq \frac{396 * 0,9244}{13 * 0,8237 - 1}, \quad 10 \leq 37,71 \rightarrow \text{Clase 1}$$

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación, teniendo en cuenta que se trata de clase 1:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Esta comprobación se deberá realizar para el momento en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo plástico “ W_{pl} ” respectivo.

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad 18713,50 \text{ N} * \text{m} &\leq \frac{142,4 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } y - y, \quad 18713,50 \text{ N} * \text{m} &\leq 37295,24 \text{ N} * \text{m} \rightarrow \text{Cumple} \\ \text{Eje } z - z, \quad 2004,33 \text{ N} * \text{m} &\leq \frac{142,4 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } z - z, \quad 2004,33 \text{ N} * \text{m} &\leq 28626,19 \text{ N} * \text{m} \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

c) Comprobación a esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Adquiriendo el área a cortante “ A_v ” para perfiles huecos rectangulares de espesor constante la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{A * h}{(b + h)} = \frac{36,8 \text{ cm}^2 * 12 \text{ cm}}{(8,4 + 12) \text{ cm}} = 21,65 \text{ cm}^2$$

De manera que se puede realizar la comprobación a esfuerzo cortante:

$$1190,95 \text{ N} \leq \frac{21,65 * 10^{-4} \text{ m}^2 * \left(275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} / \sqrt{3}\right)}{1,05}$$

$$6861,14 \text{ N} \leq 327326,88 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Para finalizar con las comprobaciones de estado límite último de resistencia o agotamiento, se van a realizar las comprobaciones de interacción de esfuerzos, de manera que se han que emplear los esfuerzos de la combinación más desfavorable.

d) Interacción de esfuerzos de flexión y cortante

Por tratarse de una sección expuesta a la combinación de esfuerzos flectores y de cortante, se deberá considerar una posible reducción de la resistencia de cálculo a flexión.

Dicha reducción deberá realizarse cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante “ V_{Ed} ” sea superior al 50% de la resistencia plástica “ $V_{pl,Rd}$ ”. Por lo tanto, se va a determinar la posible necesidad de reducción de la resistencia de cálculo a flexión:

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd}, \quad 4229,40 \text{ N} < 0,5 * 327326,88 \text{ N}$$

$$4229,40 \text{ N} < 163663,44 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Como se cumple la condición establecida por la EAE, no es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión debido al esfuerzo cortante.

e) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

Se va a determinar si es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión debido al efecto del esfuerzo axil. Esta consideración se ha de realizar tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la sección. Para todas las secciones, el momento flector aplicado “ M_{Ed} ” deberá ser inferior al valor de la resistencia plástica de cálculo a flexión “ $M_{N,Rd}$ ”:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Para secciones de perfiles huecos rectangulares con espesor constante, se deberán tener en cuenta las siguientes expresiones para obtener la resistencia plástica reducida a flexión por efecto del esfuerzo axil:

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad M_{N,y,Rd} &= M_{c,y,Rd} * \frac{1 - n}{1 - 0,5 * a_w}, & M_{N,y,Rd} &\leq M_{c,y,Rd} \\ \text{Eje } z - z, \quad M_{N,z,Rd} &= M_{c,z,Rd} * \frac{1 - n}{1 - 0,5 * a_f}, & M_{N,z,Rd} &\leq M_{c,z,Rd} \end{aligned}$$

La expresión de los parámetros intervinientes se puede obtener de la Instrucción de Acero Estructural:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}, \quad a_w = \frac{A - 2 * b * t}{A} \leq 0,5, \quad a_f = \frac{A - 2 * h * t}{A} \leq 0,5$$

Siendo “ $N_{pl,Rd}$ ” la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta a esfuerzo axil de tracción:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{36,8 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 275 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 963809,52 \text{ N}$$

Sustituyendo la resistencia plástica de cálculo de la sección a esfuerzo axil y los parámetros geométricos, se pueden calcular los coeficientes expresados anteriormente:

$$\begin{aligned} n &= \frac{233166,28 \text{ N}}{963809,52 \text{ N}} = 0,2419 \\ a_w &= \frac{36,8 \text{ cm}^2 - 2 * 8,4 \text{ cm} * 1 \text{ cm}}{36,8 \text{ cm}^2} = 0,5435 \leq 0,5 \rightarrow a_w = 0,5 \\ a_f &= \frac{36,8 \text{ cm}^2 - 2 * 12 \text{ cm} * 1 \text{ cm}}{36,8 \text{ cm}^2} = 0,3478 \leq 0,5 \rightarrow a_f = 0,3478 \end{aligned}$$

En este momento, se puede calcular la resistencia plástica de cálculo a flexión reducida “ $M_{N,Rd}$ ” debido a la existencia del esfuerzo axil “ N_{Ed} ”, tanto para el eje fuerte como para el débil de la sección transversal:

$$\begin{aligned} \text{Eje } y - y, \quad M_{N,y,Rd} &= 37295,24 \text{ N} * m * \frac{1 - 0,2419}{1 - 0,5 * 0,5} = 37696,96 \text{ N} * m \\ 37696,96 \text{ N} * m &\leq 37295,24 \text{ N} * m \rightarrow \text{No cumple}, & M_{N,y,Rd} &= 37295,24 \text{ N} * m \\ \text{Eje } z - z, \quad M_{N,z,Rd} &= 28626,19 \text{ N} * m * \frac{1 - 0,2419}{1 - 0,5 * 0,3478} = 26269,51 \text{ N} * m \end{aligned}$$

$$26269,51 N * m \leq 28626,19 N * m \rightarrow \text{Cumple}, \quad M_{N,z,Rd} = 26269,51 N * m$$

En último lugar, se pueden realizar las comprobaciones asociadas a cada uno de los ejes principales de la sección:

$$\text{Eje } y - y, \quad 18713,50 N * m = 37295,24 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Eje } z - z, \quad 2004,33 N * m = 26269,51 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

f) Interacción de esfuerzos de flexión, cortante y axil

Como se ha demostrado en los apartados anteriores, no es necesario reducir la resistencia plástica de cálculo a flexión por el efecto del esfuerzo cortante. Además, la interacción de esfuerzos de flexión y axil produce una disminución muy poco significativa en la resistencia plástica de cálculo a flexión, como así se ha indicado en la sección anterior.

➤ ELU DE INESTABILIDAD

En este subapartado van a efectuar las comprobaciones de elementos sometidos únicamente a esfuerzo de compresión o de flexión, y seguidamente la relativa a elementos sometidos a la acción de ambos esfuerzos conjuntamente.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá ser inferior a la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar el valor del coeficiente de reducción de pandeo “ χ ”, en primer lugar hay que obtener la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil hueco rectangular acabado en caliente, se obtiene que la curva que se ha de considerar para el cálculo es la “a”. En la siguiente ilustración se muestra lo explicado:


Sección transversal		Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles huecos		Acabados en caliente	Cualquiera	a	a _b
		Conformados en frío	Cualquiera	c	c

Figura 65. Determinación de la curva de pandeo para secciones huecas rectangulares (10).

Según la Fig.54, el valor del coeficiente de imperfección “ α_z ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,21.

Con estos parámetros, se puede calcular el valor del esfuerzo axial crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. Por tratarse de un dintel, el coeficiente de pandeo en ambos ejes presenta un valor de 1, ya que se trata de un elemento doblemente apoyado.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 374,3 * 10^{-8} m^4}{(1 * 7,1301 m)^2} = 152598,01 N$$

En este instante, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ”.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{36,8 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{152598,01 N}} = 2,5752$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (2,5752 - 0,2) + 2,5752^2] = 4,0653$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{4,0653 + \sqrt{4,0653^2 - 2,5752^2}} = 0,1387$$

Una vez que se dispone del coeficiente de reducción, se procede a calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,1387 * 36,8 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 133659,88 N$$

En último lugar, se puede realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$233166,28 N \leq 133659,88 N \rightarrow \text{No cumple}$$

Como no cumple la condición anterior, se ha de aumentar el perfil. Para determinar la sección necesaria se va a igualar la expresión de la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ” al valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ”, de manera que se puede obtener el área necesaria para soportar el axial exterior aplicado.

$$233166,28 N \leq \frac{0,1387 * A * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05}$$

$$A \geq 6,420 * 10^{-3} m^2 = 64,20 cm^2$$

Acudiendo al prontuario, el perfil tipo tubo con área inmediatamente superior es TUBO140x98x17,5. Se trata de una sección transversal de clase 1.

Repitiendo los cálculos efectuados en este apartado, y teniendo en cuenta que la curva de pandeo y el coeficiente de imperfección son los mismos, se obtienen los siguientes resultados:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta_z * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 879,3 * 10^{-8} m^4}{(1 * 7,1301 m)^2} = 358480,98 N$$

La esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_z$ ” y el parámetro “ Φ_z ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_z ” presentan los siguientes valores:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{71,05 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{358480,98 N}} = 2,3346$$

$$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha_z * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 * [1 + 0,21 * (2,3346 - 0,2) + 2,3346^2] = 3,4493$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{3,4493 + \sqrt{3,4493^2 - 2,3346^2}} = 0,1670$$

Con lo que se puede calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,1670 * 71,05 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 310731,49 N$$

En último lugar, se lleva a cabo la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$233166,28 N \leq 310731,49 N \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar la curva de pandeo lateral, se ha de considerar que se trata de secciones diferentes a perfiles de tipología doble T, con lo que la curva de pandeo correspondiente es la “d”, como así se puede observar en la Fig.55.

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,76.

De igual forma que en ocasiones anteriores, se ha de conocer la distribución de momentos flectores en el eje fuerte de la sección para determinar el factor de corrección “ k_c ”. En la siguiente ilustración se puede observar la distribución de momentos flectores del dintel de refuerzo más solicitado.

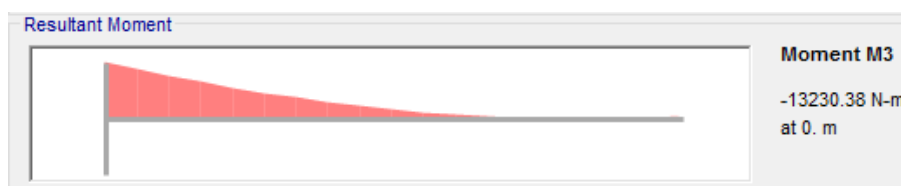


Figura 66. Distribución de momentos flectores en el dintel de refuerzo más solicitado.

Como se puede observar, se trata de una distribución que se puede asemejar a una distribución de tipo lineal de momentos flectores, de manera que se ha de calcular el parámetro “ Ψ ” para la posterior determinación del factor de corrección “ k_c ” a través de la expresión mostrada en la Fig.58.

$$\psi = \frac{-563,19 \text{ N} \cdot \text{m}}{-13230,38 \text{ N} \cdot \text{m}} = 0,0426, \quad k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot 0,0426} = 0,7599$$

Siendo el coeficiente “ C_1 ” el inverso del cuadrado del parámetro “ k_c ”. Por lo tanto:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,7599^2} = 1,7317$$

A continuación, se determina el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ” teniendo en cuenta el coeficiente previamente determinado y las propiedades de la sección empleada. Además, por tratarse de una sección hueca cerrada, el módulo de alabeo de la sección es nulo.

$$M_{cr} = 1,7317 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 879,3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}{(7,1301 \text{ m})^2} \cdot \left(\frac{0 \text{ m}^6}{879,3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} + \frac{(7,1301 \text{ m})^2 \cdot 8,0769 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 1677 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 879,3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 1206710,37 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Sustituyendo los valores obtenidos, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ” y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ” necesario para realizar la comprobación.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{306,6 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1206710,37 N * m}} = 0,2643$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,76 * (0,2643 - 0,2) + 0,2643^2] = 0,5594$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,5594 + \sqrt{0,5594^2 - 0,2643^2}} = 0,9502$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” adquiere el siguiente valor:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,9502 * 306,6 * 10^{-6} m^3 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 76303,97 N * m$$

Y en último lugar, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo del apartado para conocer la validez del perfil hueco rectangular empleado:

$$18713,50 N * m \leq 76303,97 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Para elementos sometidos a esfuerzos combinados de flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las mismas comprobaciones que en otros elementos estructurales. Los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” se van a obtener por medio del método 2 de la EAE.

En primer lugar, los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{y,Rk}$ ” y “ $M_{z,Rk}$ ” para el perfil IPE120 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 71,05 * 10^{-4} m^2 = 1953875 N$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 306,6 * 10^{-6} m^3 = 84315 N * m$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,z} = 275 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 232 * 10^{-6} m^3 = 63800 N * m$$

Referente a los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_y ”, “ χ_z ” y “ χ_{LT} ”, en este caso hay que calcular solamente “ χ_y ” puesto que los dos últimos ya ha sido calculado en las comprobaciones anteriores para el perfil hueco rectangular empleado.

En consideración al cálculo de “ χ_y ”, se trata de la curva de pandeo “a”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_y ” es de 0,21. Seguidamente, se muestra el esfuerzo axil crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,y}$ ”:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta_y * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 1633 * 10^{-8} m^4}{(1 * 7,1301 m)^2} = 665756,22 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_y$ ”, el parámetro “ Φ_y ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_y ” son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{71,05 * 10^{-4} m^2 * 275 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{665756,22 N}} = 1,7131$$

$$\phi_y = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,7131 - 0,2) + 1,7131^2] = 2,1263$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,1263 + \sqrt{2,1263^2 - 1,7131^2}} = 0,2954$$

Seguidamente se van a determinar los factores “ C_{mi} ” para la posterior obtención de los coeficientes de interacción “ k_{ij} ”. Las distribuciones de momentos flectores para la combinación más desfavorable, ELU7, se pueden asemejar ambas a una distribución de tipo lineal. Con lo que se ha de calcular el parámetros “ Ψ ” necesario para poder determinar la expresión y el valor de “ C_{my} ”. Se recuerda que “ C_{mLT} ” presenta el mismo valor en todas las situaciones, por tratarse de la misma distribución de momentos flectores.

$$\psi_y = \frac{-563,19 N * m}{-13230,38 N * m} = 0,0426$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * \psi_y \geq 0,4, \quad C_{my} = 0,6 + 0,4 * 0,0426 = 0,6170$$

Considerando la distribución alrededor del eje débil de la sección de tipo lineal, y calculando los parámetros correspondientes se obtiene el parámetro “ C_{mz} ”.

$$\psi_z = \frac{-667,96 N * m}{695,68 N * m} = -0,9602$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 * \psi_z \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,6 + 0,4 * (-0,9602) = 0,2159 \rightarrow C_{mz} = 0,4$$

Con lo que se pueden determinar los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” a partir de todos los parámetros obtenidos hasta el momento para el perfil TUBO140x98x17,5. A diferencia de los elementos anteriores, por tratarse de una sección hueca cerrada se va a considerar que es un perfil no susceptible a los efectos del fenómeno de la torsión. Sustituyendo todos los valores calculados hasta el momento se obtienen los coeficientes de interacción, necesarios para la realización de las comprobaciones:

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= 0,6170 * \left(1 + (1,7131 - 0,2) * \frac{233166,28 \text{ N}}{0,2954 * 1953875 \text{ N} / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,6170 * \left(1 + 0,8 * \frac{233166,28 \text{ N}}{0,2954 * 1953875 \text{ N} / 1,05} \right) \\
 k_{yy} &= 1,0131 \leq 0,8264 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{yy} = 0,8264 \\
 k_{yz} &= 0,6 * 0,8264 = 0,4959 \\
 k_{zz} &= 0,4 * \left(1 + (2 * 2,3346 - 0,6) * \frac{233166,28 \text{ N}}{0,1670 * 1953875 \text{ N} / 1,05} \right) \\
 &\leq 0,4 * \left(1 + 1,4 * \frac{233166,28 \text{ N}}{0,1670 * 1953875 \text{ N} / 1,05} \right) \\
 k_{zz} &= 1,6214 \leq 0,8202 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{zz} = 0,8202 \\
 k_{yz} &= 0,6 * 0,8202 = 0,4921
 \end{aligned}$$

En último lugar, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\begin{aligned}
 \frac{233166,28 \text{ N}}{0,2954 * 1953875 \text{ N} / 1,05} + 0,8264 * \frac{13230,38 \text{ N} * \text{m}}{0,9502 * \frac{84315 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 0,4921 * \frac{695,68 \text{ N} * \text{m}}{63800 \text{ N} * \text{m} / 1,05} &\leq 1 \\
 0,5732 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple} \\
 \frac{233166,28 \text{ N}}{0,1670 * 1953875 \text{ N} / 1,05} + 0,4959 * \frac{13230,38 \text{ N} * \text{m}}{0,9502 * \frac{84315 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 0,8202 * \frac{695,68 \text{ N} * \text{m}}{63800 \text{ N} * \text{m} / 1,05} &\leq 1 \\
 0,8457 &\leq 1 \rightarrow \text{Cumple}
 \end{aligned}$$

d) Comprobación a abolladura del alma a cortante

En este apartado se va a determinar la necesidad de realizar la comprobación de la resistencia a la abolladura. Según la EAE, para paneles de almas no rigidizadas no será necesario llevar a cabo la comprobación en las situaciones en las que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Sustituyendo los valores relativos a la geometría del perfil hueco rectangular y teniendo en cuenta que el parámetro “ η ” adquiere, según la normativa de acero estructural empleada, un valor de 1,2 se obtiene que no es necesario realizar la comprobación de resistencia a la abolladura:

$$\frac{100 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} < \frac{72}{1,2} * 0,9244, \quad 10 < 55,46 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

Teniendo en cuenta el criterio de integridad de los elementos constructivos, se considera que la estructura horizontal tiene suficiente rigidez, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, la flecha relativa es menor de 1/300. El valor del máximo de la flecha de los dinteles de cerramiento se obtiene directamente de SAP2000:

$$\max\{U_z ; U_y\} < \frac{L_D}{300}$$

$$0,005418 \text{ m} < \frac{7,1301 \text{ m}}{300}, \quad 0,005418 \text{ m} < 0,023767 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.8. Correas

Las correas son los elementos constructivos cuya misión es transmitir las cargas que reciben de los paneles de cerramiento a los elementos estructurales. Se ha dedicado un apartado exclusivo para la determinación del número de correas necesarias, estudio que se ha de realizar antes de las comprobaciones para determinar el peso propio de todos los elementos que componen la estructura resistente.

En esta sección se van a realizar las comprobaciones complementarias según la norma EAE. No obstante, el procedimiento va a ser diferente al de los anteriores elementos estructurales, ya que en vez de efectuar un dimensionamiento se va a llevar a cabo un proceso de comprobación del perfil empleado en las correas, ZF225.4.0.

Además, se ha de considerar que las correas son perfiles conformados de acero S235, a diferencia del acero de grado S275 empleado en el resto de elementos estructurales.

Otra discrepancia es que se va a trabajar con los ejes principales η - η y ζ - ζ , ya que la EAE refiere las comprobaciones a los ejes principales de las secciones. Sin embargo, el programa de cálculo estructural SAP2000 determina los esfuerzos en los ejes ordinarios Y-Y y Z-Z, por lo que hay que realizar una distribución de esfuerzos de ejes ordinarios a ejes principales de las correas.

En primer lugar, se determinan los valores máximos de la envolvente de esfuerzos a los que están sometidos las correas, teniendo en cuenta que se ha de realizar la distribución de esfuerzos considerando el ángulo de giro de ejes ordinarios a principales “ α ”. Para ello, basta con aplicar las siguientes ecuaciones:

$$M_{\xi,Ed} = M_{y,Ed} * \cos \alpha + M_{z,Ed} * \text{sen } \alpha$$

$$M_{\eta,Ed} = M_{y,Ed} * \text{sen } \alpha + M_{z,Ed} * \cos \alpha$$

- $M_{\zeta,Ed} = 5204,02 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{\eta,Ed} = 2217,72 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $N_{Ed} = -6814,81 \text{ N}$

La combinación de acciones más desfavorable para la correa más solicitada es ELU64, que se corresponde con la acción del viento “V3” actuando en modo succión y con la carga de nieve de distribución simétrica “N0” como acción concomitante, además de las cargas permanentes con efecto favorable. Los valores de los esfuerzos son los siguientes:

- $M_{c,Ed} = 5011,45 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{\eta,Ed} = 1573,68 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $N_{Ed} = -157,89 \text{ N}$

➤ ELU DE RESISTENCIA

a) Comprobación a esfuerzo axial de compresión

Las correas son elementos estructurales de clase 3, de manera que en los cálculos habrá que emplear los módulos resistentes elásticos y no los plásticos.

El valor del esfuerzo axial de compresión “ N_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación. Calculando la resistencia de cálculo de la sección a compresión “ $N_{c,Rd}$ ”, se obtiene:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} \leq \frac{16,21 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} = 362795,24 \text{ N}$$

Con lo que se puede llevar a cabo la comprobación, observándose que cumple muy holgadamente:

$$6814,81 \text{ N} \leq 362795,24 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Comprobación a momento flector

El valor de cálculo del momento flector “ M_{Ed} ” deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente inecuación, teniendo en cuenta que se trata de clase 3:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Esta comprobación se deberá realizar para el momento en ambos ejes de simetría de la sección transversal, considerando en cada caso el módulo elástico “ W_{el} ” correspondiente.

$$\begin{aligned} \text{Eje } \xi - \xi, \quad 5204,02 \text{ N} * \text{m} &\leq \frac{97 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } \xi - \xi, \quad 5204,02 \text{ N} * \text{m} &\leq 21709,52 \text{ N} * \text{m} \rightarrow \text{Cumple} \\ \text{Eje } \eta - \eta, \quad 2217,72 \text{ N} * \text{m} &\leq \frac{15,20 * 10^{-6} \text{ m}^3 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,05} \\ \text{Eje } \eta - \eta, \quad 2217,72 \text{ N} * \text{m} &\leq 3401,90 \text{ N} * \text{m} \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

c) Interacción de esfuerzos de flexión y axil

Teniendo en cuenta la acción combinada de flector y axil, para secciones de clase 3 se deberá realizar la siguiente comprobación:

$$\frac{N_{Ed}}{A * f_y} + \frac{M_{\xi,Ed}}{W_{el,\xi} * f_y} + \frac{M_{\eta,Ed}}{W_{el,\eta} * f_y} \leq 1$$

Sustituyendo los valores de los esfuerzos de la combinación más desfavorable y teniendo en cuenta las propiedades de la sección, se obtiene que el perfil ZF225.4.0 es válido en términos de ELU de resistencia:

$$\frac{\frac{157,89 \text{ N}}{16,21 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}{1,05} + \frac{\frac{5011,45 \text{ N} * \text{m}}{97 * 10^{-6} \text{ m}^2 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}{1,05} + \frac{\frac{1573,68 \text{ N} * \text{m}}{15,20 * 10^{-6} \text{ m}^2 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}{1,05} \leq 1$$

$$0,6938 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

➤ ELU DE INESTABILIDAD

Se van a efectuar las comprobaciones de elementos sometidos únicamente a esfuerzo de compresión o de flexión sin interacción, y finalmente se realizará la comprobación de elementos sometidos a ambos esfuerzos conjuntos, flexocompresión.

a) Elementos sometidos a compresión

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión “ N_{Ed} ” deberá ser inferior a la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar el valor del coeficiente de reducción de pandeo “ χ ”, en primer lugar hay que obtener la curva de pandeo. Teniendo en cuenta que se trata de un perfil conformado y la Fig.53, se va a tomar como curva de pandeo la “c”.

El valor del coeficiente de imperfección “ α_1 ” asociado a la curva de pandeo adquiere un valor de 0,49.

Con estos parámetros, se puede calcular el valor del esfuerzo axil crítico elástico “ N_{cr} ” asociado al eje z-z de pandeo. Por tratarse de una correa, el coeficiente de pandeo en ambos ejes presenta un valor de 1, ya que se trata de un elemento doblemente apoyado.

$$N_{cr,\eta} = \frac{\pi^2 * E * I_\eta}{(\beta_\eta * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 73 * 10^{-8} m^4}{(1 * 5 m)^2} = 60520,41 N$$

Por lo tanto, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_\eta$ ” y el parámetro “ Φ_η ” necesario para obtener el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_η ”.

$$\bar{\lambda}_\eta = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,\eta}}} = \sqrt{\frac{16,21 * 10^{-4} m^2 * 235 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{60520,41 N}} = 2,5088$$

$$\phi_\eta = 0,5 * [1 + \alpha_\eta * (\bar{\lambda}_\eta - 0,2) + \bar{\lambda}_\eta^2] = 0,5 * [1 + 0,49 * (2,5088 - 0,2) + 2,5088^2] = 4,2128$$

$$\chi_\eta = \frac{1}{\phi_\eta + \sqrt{\phi_\eta^2 - \bar{\lambda}_\eta^2}} = \frac{1}{4,2128 + \sqrt{4,2128^2 - 2,5088^2}} = 0,1316$$

Una vez que se dispone del coeficiente de reducción, se procede a calcular la resistencia de cálculo a pandeo “ $N_{b,Rd}$ ”:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,1316 * 16,21 * 10^{-4} m^2 * 235 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 47754,14 N$$

En último lugar, se puede realizar la comprobación de estabilidad para elementos sometidos a compresión:

$$6814,81 N \leq 47754,14 N \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, y no arriostrados lateralmente, se deberá cumplir que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” sea superior al valor de cálculo del momento flector aplicado “ M_{Ed} ”.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{pl,\xi} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para determinar la curva de pandeo lateral, se ha de considerar que se trata de secciones diferentes de perfiles en doble T, con lo que la curva de pandeo correspondiente es la “d”.

El valor del coeficiente de imperfección para pandeo lateral “ α_{LT} ” asociado a la curva de pandeo determinada adquiere un valor de 0,76.

Es necesario conocer la distribución de momentos flectores en el eje fuerte de la sección para determinar el factor de corrección “ k_c ”. En la siguiente ilustración se puede observar la distribución de momentos flectores de la correa más solicitada.

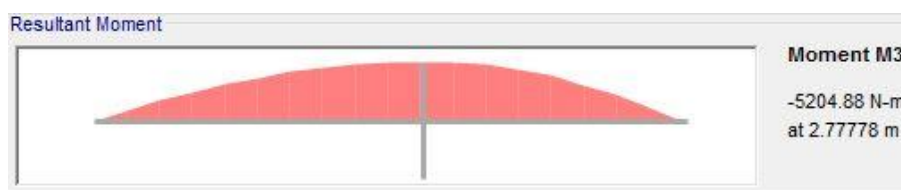


Figura 67. Distribución de momentos flectores en la correa más solicitada.

Como se puede observar, a esta distribución de momentos flectores según la Fig.58 le corresponde un valor del factor de corrección “ k_c ” de 0,94. Siendo el coeficiente “ C_1 ” el inverso del cuadrado del parámetro “ k_c ”. Por lo tanto:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2} = \frac{1}{0,94^2} = 1,1317$$

Posteriormente, se determina el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ” considerando el coeficiente previamente determinado y las propiedades de la sección empleada. La constante de alabeo ha sido adquirida de (16).

$$M_{cr} = 1,1317 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 73 * 10^{-8} m^4}{(5 m)^2} * \left(\frac{12540 * 10^{-12} m^6}{73 * 10^{-8} m^4} + \frac{(5 m)^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{N}{m^2} * 0,8649 * 10^{-8} m^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 73 * 10^{-8} m^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 11607,66 N * m$$

Sustituyendo los valores obtenidos, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,\xi} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{97 * 10^{-6} m^3 * 235 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{11607,66 N * m}} = 1,4013$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,76 * (1,4013 - 0,2) + 1,4013^2] = 1,9384$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,9384 + \sqrt{1,9384^2 - 1,4013^2}} = 0,3051$$

Con lo que la resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral “ $M_{b,Rd}$ ” presenta el siguiente valor:

$$M_{b,Rd} = \frac{0,3051 * 97 * 10^{-6} m^3 * 235 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{1,05} = 6623,45 N * m$$

Y en último lugar, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo del apartado para conocer la validez de los perfiles conformados en Z empleados para las correas:

$$5204,02 N * m \leq 6623,45 N * m \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Elementos sometidos a compresión y flexión

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán llevar a cabo las mismas comprobaciones que en otros elementos estructurales. De igual manera, los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” se van a obtener por medio del método 2 de la EAE.

En primer lugar, los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{\zeta,Rk}$ ” y “ $M_{\eta,Rk}$ ” para el perfil en Z empleado son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 235 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 16,21 * 10^{-4} m^2 = 380935 N$$

$$M_{\xi,Rk} = f_y * W_{pl,\xi} = 235 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 97 * 10^{-6} m^3 = 22795 N * m$$

$$M_{\eta,Rk} = f_y * W_{pl,\eta} = 235 * 10^6 \frac{N}{m^2} * 15,2 * 10^{-6} m^3 = 3572 N * m$$

Con respecto a los coeficientes de reducción de pandeo “ χ_{ζ} ”, “ χ_{η} ” y “ χ_{LT} ”, en este caso hay que calcular solamente “ χ_{ζ} ” puesto que los dos últimos ya ha sido calculado en las comprobaciones anteriores para el perfil empleado.

En cuanto al cálculo de este parámetro, se trata de la curva de pandeo “c”, cuyo coeficiente de imperfección “ α_{ζ} ” es de 0,49. Seguidamente, se muestra el esfuerzo axial crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,\zeta}$ ”:

$$N_{cr,\zeta} = \frac{\pi^2 * E * I_{\xi}}{(\beta_{\xi} * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 1251 * 10^{-8} m^4}{(1 * 5 m)^2} = 1037137,51 N$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{\xi}$ ”, el parámetro “ Φ_{ζ} ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{ζ} ” son:

$$\bar{\lambda}_\xi = \sqrt{\frac{16,21 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1037137,51 \text{ N}}} = 0,6060$$

$$\phi_\xi = 0,5 * [1 + 0,49 * (0,6060 - 0,2) + 0,6060^2] = 0,7831$$

$$\chi_\xi = \frac{1}{0,7831 + \sqrt{0,7831^2 - 0,6060^2}} = 0,7818$$

A continuación se van a determinar los factores “ C_{mi} ” para la posterior obtención de los coeficientes de interacción “ k_{ij} ”. Las distribuciones de momentos flectores para la combinación más desfavorable, ELU64, se pueden asemejar a una distribución de tipo parabólica. Con lo que se ha de calcular los parámetros “ Ψ ” y “ α_h ” necesarios para poder determinar la expresión y el valor de “ $C_{m\xi}$ ”. En este caso, “ Ψ_ξ ” presenta el valor unidad debido a que se trata de correas simplemente apoyadas sin momento en los extremos. Por su parte, “ α_h ” se va a tomar en el caso más desfavorable con valor de -1 según la distribución de momentos flectores:

$$C_{m\xi} = 0,95 + 0,05 * \alpha_{h,\xi}, \quad C_{m\xi} = 0,95 + 0,05 * (-1) = 0,9$$

Considerando la distribución alrededor del eje débil de la sección del mismo tipo que la anterior, se obtiene el parámetro “ $C_{m\eta}$ ”.

$$C_{m\eta} = 0,95 + 0,05 * \alpha_{h,\eta}, \quad C_{m\eta} = 0,95 + 0,05 * 1 = 1$$

En este instante, se pueden determinar los coeficientes de interacción “ k_{ij} ” a partir de todos los parámetros obtenidos hasta el momento para el perfil ZF225.4.0. Sustituyendo todos los valores calculados previamente se obtienen los coeficientes de interacción:

$$k_{\xi\xi} = 0,9 * \left(1 + (0,6060 - 0,2) * \frac{157,89 \text{ N}}{0,7818 * 380935 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$\leq 0,9 * \left(1 + 0,8 * \frac{157,89 \text{ N}}{0,7818 * 380935 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{\xi\xi} = 0,9002 \leq 0,9003 \rightarrow \text{Cumple}, \quad k_{\xi\xi} = 0,9002$$

$$k_{\eta\xi} = \left(1 - \frac{0,1 * 2,5088}{(0,9 - 0,25)} * \frac{157,89 \text{ N}}{0,1316 * 380935 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$\geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,9 - 0,25)} * \frac{157,89 \text{ N}}{0,1316 * 380935 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{\eta\xi} = 0,9987 \geq 0,9994 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{\eta\xi} = 0,9994$$

$$k_{\eta\eta} = 1 * \left(1 + (2 * 2,5088 - 0,6) * \frac{157,89 \text{ N}}{0,1316 * 380935 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$\leq 1 * \left(1 + 1,4 * \frac{157,89 \text{ N}}{0,1316 * 380935 \text{ N} / 1,05} \right)$$

$$k_{\eta\eta} = 1,0146 \leq 1,0046 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{\eta\eta} = 1,0046$$

$$k_{\xi\eta} = 0,6 * 1,0046 = 0,6028$$

Para finalizar con este apartado, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\frac{157,89 \text{ N}}{0,7818 * 380935 \text{ N}} + 0,9002 * \frac{5011,45 \text{ N} * \text{m}}{0,3051 * \frac{22795 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 0,6028 * \frac{1573,68 \text{ N} * \text{m}}{3572 \text{ N} * \text{m}} \leq 1$$

$$0,9605 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{157,89 \text{ N}}{0,1316 * 380935 \text{ N}} + 0,9994 * \frac{5011,45 \text{ N} * \text{m}}{0,3051 * \frac{22795 \text{ N} * \text{m}}{1,05}} + 1,0046 * \frac{1573,68 \text{ N} * \text{m}}{3572 \text{ N} * \text{m}} \leq 1$$

$$1,2220 \leq 1 \rightarrow \text{No cumple}$$

Debido a que no se cumple esta última condición, hay que repetir la comprobación a flexocompresión con la sección inmediatamente superior. Se va a emplear el perfil conformado ZF250.4.0. Debido a que cambia el ángulo formado entre los ejes ordinarios y principales del perfil, también resulta modificada la distribución de esfuerzos de ejes ordinarios a ejes principales. A continuación se muestran los esfuerzos para la combinación de acciones ELU64:

- $M_{\zeta,Ed} = 5063,66 \text{ N} * \text{m}$
- $M_{\eta,Ed} = 938,64 \text{ N} * \text{m}$
- $N_{Ed} = -157,89 \text{ N}$

A partir de este instante, se van a repetir todos los cálculos necesarios. En primer lugar, los parámetros “ N_{Rk} ”, “ $M_{\zeta,Rk}$ ” y “ $M_{\eta,Rk}$ ” para el perfil en ZF250.4.0 son los siguientes:

$$N_{Rk} = f_y * A = 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 16,70 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 392450 \text{ N}$$

$$M_{\xi,Rk} = f_y * W_{pl,\xi} = 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 113 * 10^{-6} \text{ m}^3 = 26555 \text{ N} * \text{m}$$

$$M_{\eta,Rk} = f_y * W_{pl,\eta} = 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 15,7 * 10^{-6} \text{ m}^3 = 3689,5 \text{ N} * \text{m}$$

En cuanto al cálculo del coeficiente de reducción “ χ_{ζ} ”, se trata de la misma curva de pandeo, con lo que el esfuerzo axial crítico elástico asociado al eje fuerte “ $N_{cr,\zeta}$ ”:

$$N_{cr,\xi} = \frac{\pi^2 * E * I_{\xi}}{(\beta_{\xi} * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 1579 * 10^{-8} \text{ m}^4}{(1 * 5 \text{ m})^2} = 1309064,85 \text{ N}$$

Sustituyendo valores, la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{\xi}$ ”, el parámetro “ Φ_{ζ} ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{ζ} ” son:

$$\bar{\lambda}_\xi = \sqrt{\frac{16,70 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1309064,85 \text{ N}}} = 0,5475$$

$$\phi_\xi = 0,5 * [1 + 0,49 * (0,5475 - 0,2) + 0,5475^2] = 0,7350$$

$$\chi_\xi = \frac{1}{0,7350 + \sqrt{0,7350^2 - 0,5475^2}} = 0,8160$$

Para el coeficiente de reducción “ χ_η ”, se trata de la misma curva de pandeo que el anterior, con lo que el esfuerzo axial crítico elástico asociado al eje débil “ $N_{cr,\eta}$ ”:

$$N_{cr,\eta} = \frac{\pi^2 * E * I_\eta}{(\beta_\eta * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 76,9 * 10^{-8} \text{ m}^4}{(1 * 5 \text{ m})^2} = 63753,70 \text{ N}$$

Con lo que la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_\eta$ ”, el parámetro “ Φ_η ”, y el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_η ” son:

$$\bar{\lambda}_\eta = \sqrt{\frac{16,70 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 235 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{63753,70 \text{ N}}} = 2,4811$$

$$\phi_\eta = 0,5 * [1 + 0,49 * (2,4811 - 0,2) + 2,4811^2] = 4,1367$$

$$\chi_\eta = \frac{1}{4,1367 + \sqrt{4,1367^2 - 2,4811^2}} = 0,1343$$

Para finalizar con los coeficientes de reducción por pandeo, se van a mostrar los cálculos asociados a “ χ_{LT} ”. Teniendo en cuenta que la curva de pandeo y el coeficiente “ C_1 ” se mantienen por depender de la distribución de momentos flectores, se puede determinar el momento flector crítico elástico de pandeo lateral “ M_{cr} ”:

$$M_{cr} = 1,1317 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 76,9 * 10^{-8} \text{ m}^4}{(5 \text{ m})^2} * \left(\frac{16000 * 10^{-12} \text{ m}^6}{76,9 * 10^{-8} \text{ m}^4} + \frac{(5 \text{ m})^2 * 8,0769 * 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 0,9179 * 10^{-8} \text{ m}^4}{\pi^2 * 2,1 * 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 76,9 * 10^{-8} \text{ m}^4} \right)^{1/2}$$

$$M_{cr} = 12994,43 \text{ N} * \text{m}$$

Sustituyendo los valores obtenidos, se puede calcular la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_{LT}$ ”, el parámetro “ Φ_{LT} ”, y en último lugar el coeficiente de reducción de pandeo “ χ_{LT} ”.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,\xi} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{113 * 10^{-6} m^3 * 235 * 10^6 \frac{N}{m^2}}{12994,43 N * m}} = 1,4295$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,76 * (1,4295 - 0,2) + 1,4295^2] = 1,9890$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,9890 + \sqrt{1,9890^2 - 1,4295^2}} = 0,2996$$

Los valores de “C_{mi}”, como dependen de la forma de distribución de momentos flectores, son los mismos que en caso anterior. De esta manera, se pueden calcular los coeficientes de interacción “k_{ij}” a partir de todos los parámetros determinados para el perfil ZF250.4.0.

$$k_{\xi\xi} = 0,9 * \left(1 + (0,5475 - 0,2) * \frac{157,89 N}{0,8160 * 392450 N / 1,05} \right) \\ \leq 0,9 * \left(1 + 0,8 * \frac{157,89 N}{0,8160 * 392450 N / 1,05} \right)$$

$$k_{\xi\xi} = 0,9001 \leq 0,9004 \rightarrow \text{Cumple}, \quad k_{\xi\xi} = 0,9001$$

$$k_{\eta\xi} = \left(1 - \frac{0,1 * 2,4811}{(0,9 - 0,25)} * \frac{157,89 N}{0,1343 * 392450 N / 1,05} \right) \\ \geq \left(1 - \frac{0,1}{(0,9 - 0,25)} * \frac{157,89 N}{0,1343 * 392450 N / 1,05} \right)$$

$$k_{\eta\xi} = 0,9988 \geq 0,9995 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{\eta\xi} = 0,9995$$

$$k_{\eta\eta} = 1 * \left(1 + (2 * 2,4811 - 0,6) * \frac{157,89 N}{0,1343 * 392450 N / 1,05} \right) \\ \leq 1 * \left(1 + 1,4 * \frac{157,89 N}{0,1343 * 392450 N / 1,05} \right)$$

$$k_{\eta\eta} = 1,0137 \leq 1,0044 \rightarrow \text{No cumple}, \quad k_{\eta\eta} = 1,0044$$

$$k_{\xi\eta} = 0,6 * 1,0044 = 0,6026$$

Se puede observar que los valores de los coeficientes de interacción “k_{ij}” obtenidos para este perfil y para el ZF225.4.0 son muy similares, con lo que se podrían haber no calculado. Por último, se van a realizar las dos comprobaciones relativas a los elementos sometidos a esfuerzos conjuntos de compresión y flexión:

$$\frac{157,89 N}{0,8160 * 392450 N / 1,05} + 0,9001 * \frac{5063,66 N * m}{0,2996 * \frac{26555 N * m}{1,05}} + 0,6026 * \frac{938,74 N * m}{\frac{3689,5 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$0,7628 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{157,89 N}{0,1343 * 392450 N / 1,05} + 0,9995 * \frac{5063,66 N * m}{0,2996 * \frac{26555 N * m}{1,05}} + 1,0044 * \frac{938,74 N * m}{\frac{3689,5 N * m}{1,05}} \leq 1$$

$$0,9190 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

En último instante, se ha de indicar que el peso propio de los elementos estructurales ha sido modificado al introducir las correas ZF250.4.0. Se han repetido los cálculos de los elementos más críticos y la diferencia es prácticamente inapreciable, con lo que cumplen todos los elementos de igual manera. Esto es debido a que la magnitud de la diferencia de peso propio con respecto a las acciones del viento o nieve es prácticamente despreciable.

➤ ELS DESPLAZAMIENTOS

Teniendo en cuenta el criterio de integridad de los elementos constructivos, se considera que la estructura horizontal tiene suficiente rigidez, si ante cualquier combinación de acciones de tipo característica, o poco probable, la flecha relativa es menor de 1/300. El valor del máximo de la flecha de las correas se obtiene directamente de SAP2000, teniendo en cuenta que hay correas tanto en cubierta como en las fachadas laterales y hastiales:

$$\max\{U_z ; U_y ; U_x\} < \frac{L_c}{300}$$

$$0,010993 \text{ m} < \frac{5 \text{ m}}{300}, \quad 0,010993 \text{ m} < 0,016667 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

6.1.9. Resumen del dimensionado

A lo largo de este apartado se han realizado todos los cálculos necesarios para llevar a cabo un correcto dimensionamiento de los elementos estructurales de la nave industrial de estudio. El objetivo de este último epígrafe del apartado es mostrar, de manera resumida, los perfiles que se van a emplear finalmente en la construcción industrial.

Como se ha indicado al comienzo de este apartado, se ha efectuado una agrupación de elementos estructurales, analizando únicamente el elemento con mayores solicitaciones y disponiendo el resto con la misma sección. De esta manera, si la barra más solicitada de uno de los grupos cumple todas las comprobaciones que se han tenido en cuenta, el resto de los elementos de dicho grupo también serán válidos.

A modo de resumen, en la siguiente tabla se pueden observar los perfiles que se van a emplear para cada grupo de elementos estructurales:

Elemento estructural	Sección
Pilares intermedios	HEB260
Pilares hastiales	IPE140
Pilarillos	HEB200
Dinteles intermedios	HEB200
Dinteles hastiales	IPE300
Dinteles de cerramiento practicable	IPE120
Dinteles de refuerzo	TUBO140x98x17,5
Correas	ZF250.4.0

Tabla 26. Resumen del dimensionado de los elementos estructurales.

6.2. COMPROBACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON SAP2000

En este apartado se va a verificar la idoneidad de los elementos estructurales dimensionados. Se indicó al comienzo de este trabajo que SAP2000 se iba a emplear para la obtención de los esfuerzos a los que están sometidos los diferentes elementos que componen la nave industrial.

No obstante, el software permite realizar un dimensionamiento de la estructura modelada, que se va a emplear a modo de comprobación de los cálculos llevados a cabo en el anterior apartado.

En la sección en la que se ha explicado el procedimiento para la modelización de la nave industrial en SAP2000, se han configurado algunos parámetros necesarios para que el programa realice el dimensionamiento según las consideraciones que se han tenido en cuenta a la hora de dimensionar los elementos manualmente según las comprobaciones de la EAE.

Además, se ha de indicar que SAP2000 realiza un dimensionado de todos y cada uno de los elementos estructurales, dando lugar a los elementos con mínima sección que cumplen todas las condiciones exigidas. Es decir, se puede obtener en dos elementos de un mismo grupo diferentes secciones, lo cual no suele ocurrir en la realidad. En las siguientes ilustraciones se muestran los perfiles necesarios para cada uno de los elementos estructurales individualmente, tanto para el pórtico hastial frontal como para el tercer pórtico de la nave:

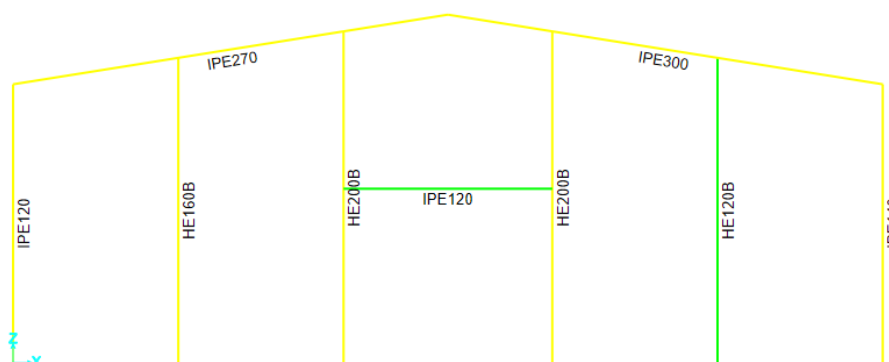


Figura 68. Elementos del pórtico hastial dimensionados individualmente.



Figura 69. Elementos del tercer pórtico dimensionados individualmente.

Es por ello que se han agrupado los elementos estructurales similares en los diferentes grupos ya tratados:

- Pilares intermedios.
- Pilares hastiales.
- Pilarillos.
- Dinteles intermedios.
- Dinteles hastiales.
- Dinteles de cerramiento practicable.
- Dinteles de refuerzo.

Así, se consigue que todos los elementos pertenecientes a un grupo tengan la misma sección, de manera que se eviten en la medida de lo posible errores durante la fase de ejecución de la nave industrial.

Para realizar esta operación en SAP2000, en el apartado *Select Design Groups* dentro de la pestaña *Design, Steel Frame Design*, se pueden establecer los grupos mencionados como grupos de diseño, tal y como se muestra en la siguiente figura:

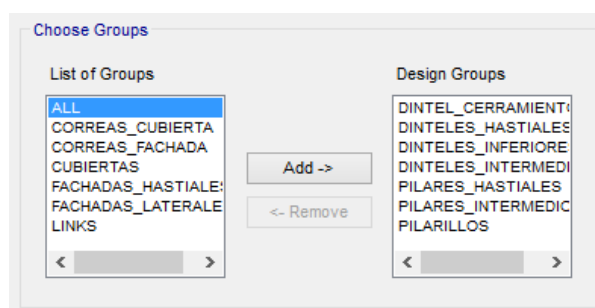


Figura 70. Determinación de los grupos de diseño.

Ejecutando el análisis y realizando la comprobación de los elementos estructurales en el programa, se obtienen exactamente las mismas secciones que llevando a cabo el dimensionamiento realizado a mano siguiendo las comprobaciones de la EAE.

En las siguientes ilustraciones se muestran, según el programa de cálculo, los perfiles necesarios de los elementos pertenecientes a los pórticos hastiales e intermedios. El color asociado a cada elemento hace referencia al ratio de capacidad o utilización del perfil. Lógicamente, al realizar las agrupaciones mencionadas anteriormente, existirá algún elemento cuyo ratio de capacidad sea reducido (aquellos que se ilustran de color azul).

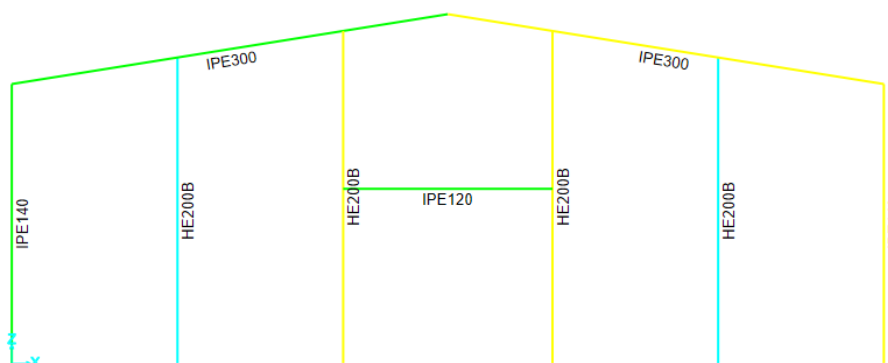


Figura 71. Elementos del pórtico hastial dimensionados según agrupaciones.

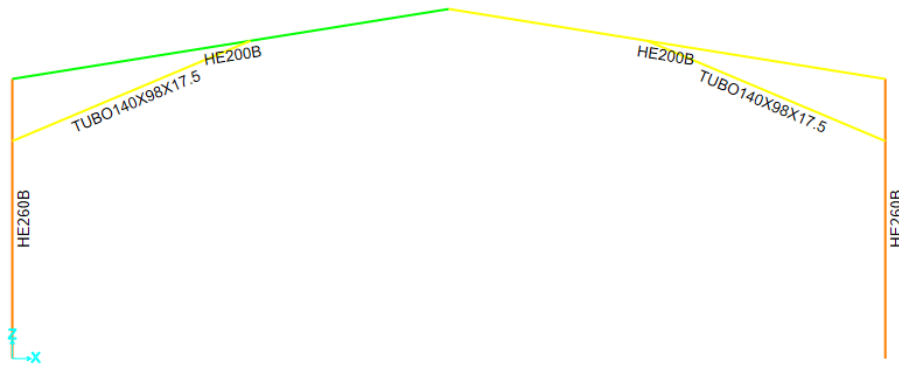


Figura 72. Elementos del tercer pórtico dimensionados según agrupaciones.

Por lo tanto, se puede concluir que los perfiles obtenidos manualmente siguiendo un dimensionado según las comprobaciones de la Instrucción de Acero Estructural conlleva a los mismos resultados que el programa de cálculo estructural SAP2000. De esta manera, se puede verificar y comprobar que los cálculos realizados en el anterior apartado son correctos. A continuación se expone el dimensionamiento de todos los elementos estructurales realizado por el programa SAP2000, con la leyenda que indica el ratio de capacidad / utilización de todos los perfiles.

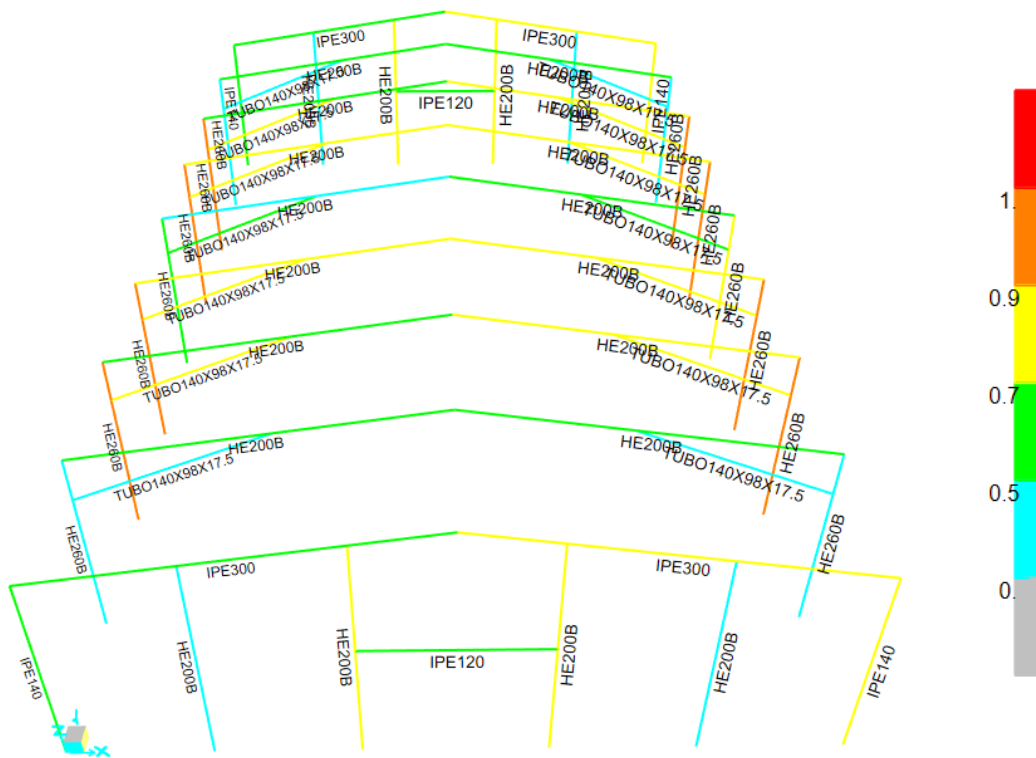


Figura 73. Conjunto de elementos estructurales dimensionados según agrupaciones.

En último lugar, se propone una mejora asociada a los pilarillos de la nave industrial. Originalmente, se han dispuesto con el alma incluida en el plano del pórtico hastial, es decir, para que trabajen con su eje fuerte en dicho plano. No obstante, las cargas de viento incidente en dirección longitudinal de la nave son elevadas, por lo que se van a girar los pilarillos 90° con respecto a su orientación inicial, trabajando a modo de emparrillado.

De esta manera, se consigue una reducción importante de la sección de los pilarillos, necesitando un perfil HEB160 en lugar de un HEB200. Esto es debido a que los pilarillos están solicitados ante esfuerzos de mayor magnitud en dirección longitudinal que transversal de la nave. Suele ocurrir cuando la acción del viento presenta valores importantes. En la siguiente ilustración se muestran los elementos del pórtico hastial teniendo en cuenta esta modificación y los grupos de diseño mencionados anteriormente:

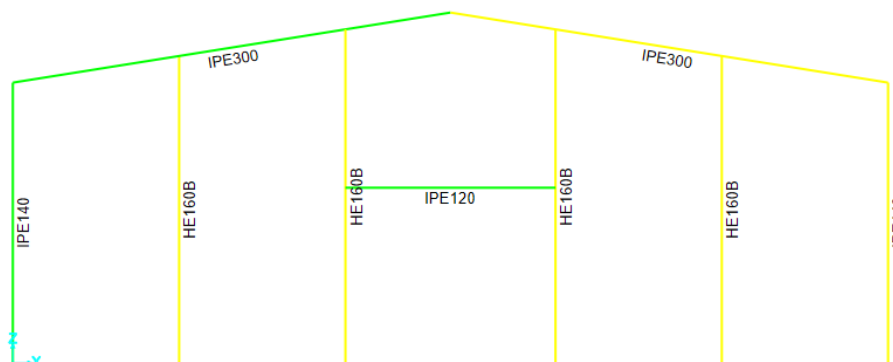


Figura 74. Configuración de emparrillado para los pilarillos.

6.3. VISTA 3D DE LA NAVE INDUSTRIAL

En este apartado se muestran unas ilustraciones de la nave industrial con los elementos estructurales agrupados según el diseño final de la misma. Además, para una mayor claridad, se ha asignado un color a cada uno de los grupos de diseño. Cabe indicar que estos colores no guardan ninguna relación con los ratios de demanda / capacidad de los perfiles empleados en el apartado anterior.

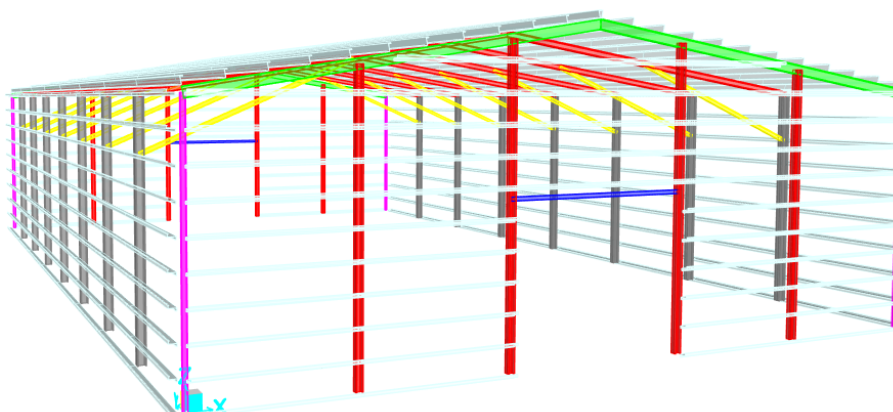


Figura 75. Vista 3D frontal de la nave industrial.

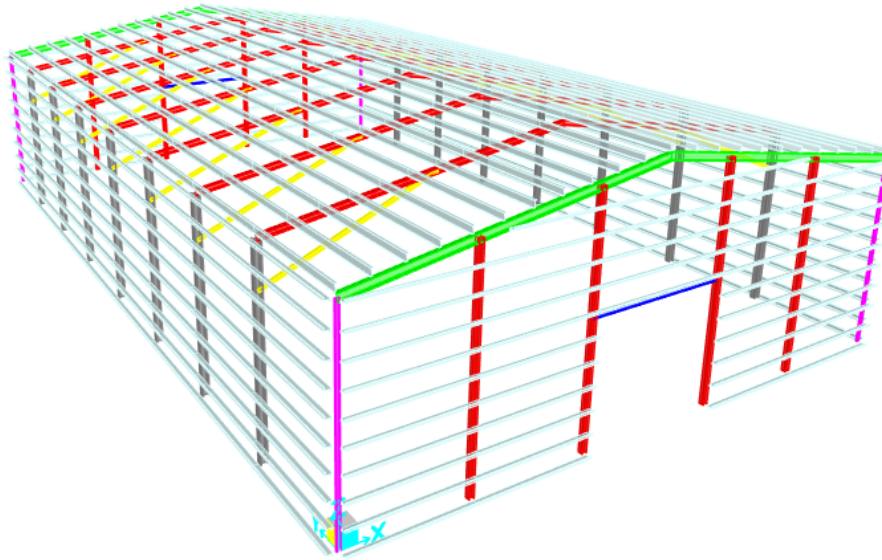


Figura 76. Vista 3D lateral de la nave industrial.

En último lugar, se pueden observar únicamente los elementos que componen la estructura de la nave industrial analizada durante este trabajo, habiéndose eliminado las correas para una mayor visibilidad:

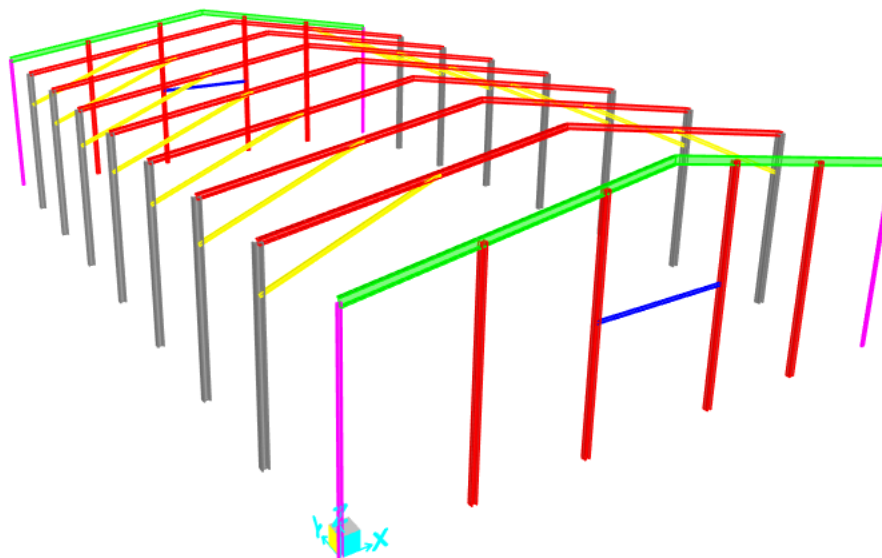


Figura 77. Vista 3D lateral de los elementos estructurales.

CAPÍTULO 7

PLACA DE ANCLAJE

7.1. DISEÑO DE LA PLACA DE ANCLAJE

Las estructuras de acero se apoyan en el terreno por medio de las cimentaciones. Las superficies de unión entre los tres materiales, es decir, acero, hormigón y terreno, se han de dimensionar para que en ninguno de ellos se superen las tensiones máximas admisibles. La unión entre el acero y el hormigón se realiza a través de los sistemas de apoyo, denominados en este caso placas de anclaje.

Una placa de anclaje, placa de base, o basa, es el elemento de apoyo empleado de manera más general para llevar a cabo la unión de un soporte metálico a una cimentación. Son necesarias porque el hormigón soporta un menor nivel de tensión que el acero, por lo que la transmisión de esfuerzos debe realizarse por medio de una placa de apoyo de grandes dimensiones.

Los apoyos más habituales en el ámbito de las construcciones industriales son los de tipo empotrado, aunque existen sistemas de apoyo fijos o móviles. En la siguiente ilustración se muestra el esquema típico de una placa de base con sus pernos de anclaje.

Para el dimensionamiento de una placa de anclaje, es necesario conocer bastantes parámetros de los que no se dispone, como pueden ser las dimensiones de la zapata en la que va apoyada, datos del mortero de nivelación empleado, entre otros. Por lo tanto, se va a proponer un diseño que, tras sucesivas iteraciones, se considera adecuado.

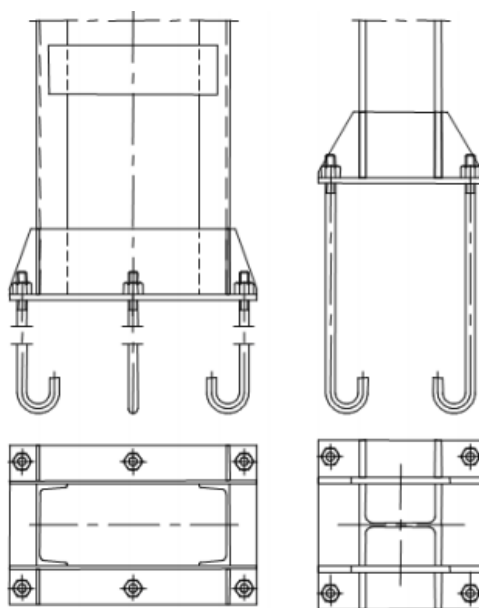


Figura 78. Esquema básico de una placa de base con pernos de anclaje (17).

Antes de exponer el diseño de la placa de anclaje, se han de determinar los esfuerzos a los que va a estar sometida en la peor de las situaciones. Para ello, se han analizado todas las combinaciones de acciones en la sección de empotramiento de todos los soportes, determinando así la combinación más desfavorable y los esfuerzos a los que conlleva.

Se trata de la combinación de acciones ELU7 y tiene lugar en el pilar derecho perteneciente al tercer pórtico de la nave industrial. Como se sabe, es un pilar intermedio de tipo HEB260, y los esfuerzos en la sección de empotramiento son los siguientes:

- $M_{y,Ed} = 249963,08 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $M_{z,Ed} = -76,89 \text{ N}\cdot\text{m}$
- $V_{y,Ed} = 81317,75 \text{ N}$

- $V_{z,Ed} = 131,98 \text{ N}$
- $N_{Ed} = -105530,14 \text{ N}$

A continuación, se van a exponer los datos de partida empleados para el diseño de la placa de anclaje, así como las dimensiones propuestas para la misma:

- Dimensiones de las zapatas: 1500 mm * 1500 mm * 1000 mm.
- Clase de hormigón armado: HA-30.
- Tipo de acero de los pernos: B-500-S.
- Diámetro nominal de los pernos: $\varnothing 27 \text{ mm}$.
- Número de pernos: 6.
- Terminación de los pernos: en forma de gancho.
- Dimensiones: 600 mm * 500 mm.
- Espesor: 50 mm.
- Distancia de pernos al borde de la basa: 85 mm.

En la siguiente ilustración se puede observar a escala las dimensiones de la placa de base situada sobre cada una de las zapatas.

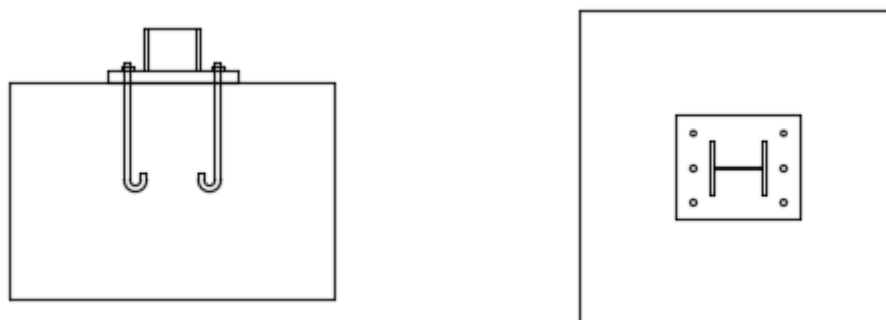


Figura 79. Alzado y planta de la placa de anclaje dispuesta sobre la zapata de cimentación.

Se van a ir realizando las comprobaciones propuestas por la normativa de acero estructural, aunque será necesario acudir a la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) para la obtención de algún parámetro. Además, como se verá más adelante, la comprobación de transmisión de esfuerzos de flexión se va a efectuar según el CTE debido a que en la EAE no se indica explícitamente el procedimiento para comprobar la placa metálica en la zona de compresión debida a la flexión (la de tracción se asimila a un empalme de vigas mediante chapa frontal). Por ello, se seguirán las indicaciones del CTE para este apartado.

a) Comprobación de transmisión de esfuerzos de compresión

Las compresiones generadas por el esfuerzo axial y por los momentos flectores se transmiten desde los elementos comprimidos del soporte a la cimentación, repartiéndose a través de la placa de anclaje.

Se deberá cumplir en todas las regiones comprimidas de la placa de base que el esfuerzo axial de compresión " N_{Ed} " no supere la resistencia de la zona a compresión de la basa " $F_{C,Rd}$ ":

$$N_{Ed} \leq F_{C,Rd} = f_{jd} * A_0$$

Siendo “ f_{jd} ” la resistencia máxima del hormigón y “ A_0 ” la superficie de reparto máxima a compresión. Estos parámetros adquieren las siguientes expresiones:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j * F_{Rdu}}{A_0'}, \quad A_0 = 2 * A_{r1} + A_{r2}$$

Por su parte, “ β_j ” es un coeficiente que depende de las características del mortero de nivelación dispuesto entre la placa y el hormigón de la cimentación. Como no se conocen sus propiedades, la EAE indica que deberá tomar el valor de 1. La expresión de “ F_{Rdu} ” se muestra a continuación, y es la máxima fuerza de compresión concentrada que puede actuar sobre el hormigón según la EHE, y el parámetro “ A_0 ” es la superficie restringida en la que se aplica la fuerza, es decir, el área de la basa.

$$F_{Rdu} = A_{c1} * f_{3cd}, \quad f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} * f_{cd} \leq 3,3 * f_{cd}$$

Como se puede observar, entran en juego varios factores más. “ A_c ” es el área de la zapata sobre la que se apoya la placa de anclaje, cuyo área es “ A_{c1} ”, y “ f_{cd} ” es la resistencia de cálculo del hormigón.

Primeramente, se va a calcular la resistencia de cálculo del hormigón “ f_{cd} ”, teniendo en cuenta que es el cociente entre la resistencia característica del hormigón “ f_{ck} ” y el coeficiente parcial de seguridad “ γ_c ”:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30 \frac{N}{mm^2}}{1,5} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

Seguidamente, se pueden calcular las áreas de la zapata y de la placa de base, así como el coeficiente “ f_{3cd} ”:

$$\begin{aligned} A_{c1} &= A_0' = a * b = 600 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = 300000 \text{ mm}^2 \\ A_c &= a_{horm} * b_{horm} = 1500 \text{ mm} * 1500 \text{ mm} = 2250000 \text{ mm}^2 \\ f_{3cd} &= \sqrt{\frac{2250000 \text{ mm}^2}{300000 \text{ mm}^2}} * 20 \frac{N}{mm^2} \leq 3,3 * 20 \frac{N}{mm^2}, \quad f_{3cd} = 54,77 \frac{N}{mm^2} \leq 66 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

En este instante, se puede calcular la fuerza máxima de compresión concentrada que puede actuar sobre el hormigón “ F_{Rdu} ” y la resistencia máxima del hormigón según las expresiones mostradas anteriormente. Se puede observar que ésta última adquiere el mismo valor que el parámetro “ f_{3cd} ” porque el coeficiente que depende de las características del mortero de nivelación adquiere un valor unidad.

$$F_{Rdu} = 300000 \text{ mm}^2 * 54,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 16431676,73 \text{ N}$$

$$f_{jd} = \frac{1 * 16431676,73 \text{ N}}{300000 \text{ mm}^2} = 54,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La superficie de reparto máxima a compresión “A₀” está delimitada por líneas paralelas a las caras del perfil de soporte, a una distancia máxima que viene dada por la siguiente expresión. Los factores intervinientes ya han sido calculados previamente, con lo que se determina su valor:

$$c = t * \sqrt{\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}} = 50 \text{ mm} * \sqrt{\frac{275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{3 * 54,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 1,05}} = 63,12 \text{ mm}$$

El parámetro “c” es la distancia paralela que delimita las líneas paralelas a las caras del perfil HEB260 en este caso. Denominando “A_{r1}” al área asociada a las alas, y “A_{r2}” a la misma relativa al alma de la sección y teniendo en cuenta la geometría del perfil empleado, se puede determinar la superficie de reparto máxima a compresión “A₀” como sigue:

$$A_{r1} = (t_f + 2 * c) * (b + 2 * c), \quad A_{r2} = (h - 2 * t_f - 2 * c) * (t_w + 2 * c)$$

$$A_{r1} = (17,5 + 2 * 63,12) \text{ mm} * (260 + 2 * 63,12) \text{ mm} = 55523,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{r2} = (260 - 2 * 17,5 - 2 * 63,12) \text{ mm} * (10 + 2 * 63,12) \text{ mm} = 13454,69 \text{ mm}^2$$

$$A_0 = 2 * 55523,33 \text{ mm}^2 + 13454,69 \text{ mm}^2 = 124501,36 \text{ mm}^2$$

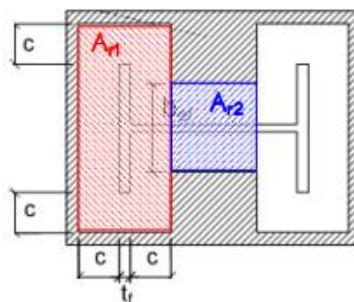


Figura 80. Superficie de reparto máxima a compresión (17).

Para una mayor comprensión de los parámetros “A_{r1}” y “A_{r2}”, se adjunta la Fig. 80.

Para finalizar, se va a calcular la resistencia de la zona a compresión de la placa de anclaje para llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo de la explicación:

$$F_{C,Rd} = 54,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 124501,36 \text{ mm}^2 = 6819225,87 \text{ N}$$

$$105530,14 \text{ N} \leq 6819225,87 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se puede observar que cumple muy holgadamente la comprobación. Es debido a que, como se explicará en el siguiente subapartado, se trata de un problema de diseño de flexión dominante en el que el axil de compresión es muy reducido en comparación con el momento flector que se ha de transmitir.

b) Cálculo del axil generado por los pernos de tracción “Zc”

Para determinar el axil de tracción producido por los pernos de anclaje, en primer lugar hay que calcular la excentricidad de los esfuerzos transmitidos para conocer si es más dominante el esfuerzo axil o el flector. Dicha excentricidad viene definida por el cociente entre el momento flector y axil de cálculo:

$$exc = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} = \frac{249963,08 \text{ N} \cdot \text{m}}{105530,14 \text{ N}} = 2,3686 \text{ m} = 2368,6 \text{ mm}$$

Sin necesidad de realizar más cálculos, se puede decir que se trata de un caso de flexión dominante. No obstante, se van a llevar a cabo para verificarlo. Para ello, se ha de analizar si el punto de aplicación de la carga externa está o no incluido en el núcleo central. Éste viene definido por un rombo, tal y como se puede observar en la siguiente figura:

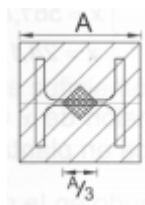


Figura 81. Núcleo central del área portante.

Si el punto de aplicación de la carga está incluido en el núcleo central, se trata de un problema de compresión dominante, en caso contrario, flexión dominante. Realizando los cálculos necesarios:

$$A = h + 2 \cdot c = (260 + 2 \cdot 63,12) \text{ mm} = 386,25 \text{ mm}$$

$$exc_{max} = \frac{A/3}{2} = \frac{(386,25/3) \text{ mm}}{2} = 64,38 \text{ mm}$$

Se puede observar que la excentricidad máxima para considerar un problema de compresión dominante es muy inferior a la excentricidad real de la carga externa aplicada, por lo que se trata de un caso de flexión dominante. En esta situación existirán tracciones trabajando sobre los pernos de uno de los lados de la placa de anclaje para contrarrestar el momento flector, como así lo indica la siguiente ilustración extraída de la EAE:

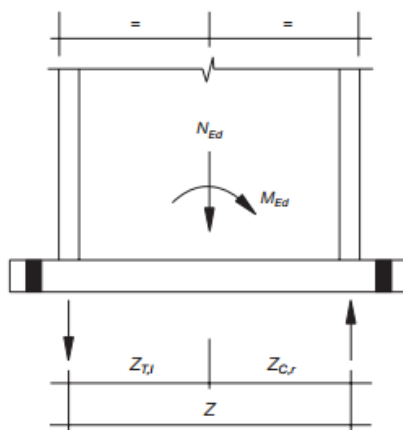


Figura 82. Caso de flexión dominante (10).

Para calcular el reparto de esfuerzos, y por lo tanto el axil generado por los pernos de tracción “ Z_c ”, se ha de plantear un equilibrio de fuerzas y de momentos sobre la placa de anclaje. Las ecuaciones de equilibrio son las que se muestran a continuación:

$$\sum F_v = 0, \quad N_{Ed} + Z_c - x * f_{jd} * b_c = 0$$

$$\sum M_{z,c} = 0, \quad M_{Ed} + N_{Ed} * \left(\frac{a}{2} - g\right) - x * f_{jd} * b_c * \left(\frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + c - \frac{x}{2}\right) = 0$$

Siendo los parámetros intervinientes aclarados en la figura siguiente. El parámetro “ g ” es la distancia existente entre los pernos de anclaje y el extremo de la basa, mientras que “ b_c ” o “ b' ”, se puede observar que es la suma del ancho del soporte más dos veces el parámetro “ c ” ya calculado.

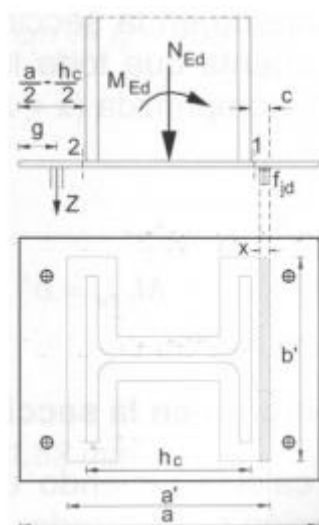


Figura 83. Parámetros intervinientes en las ecuaciones de equilibrio en flexión dominante (18).

Teniendo en cuenta que todos los factores que intervienen en las ecuaciones de equilibrio son conocidos, se pueden sustituir sus valores para obtener el axil generado por los pernos de tracción:

$$249963080 \text{ N} * \text{mm} + 105530,14 \text{ N} * \left(\frac{600}{2} - 85\right) \text{ mm} - x * 54,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 386,25 \text{ mm} \\ * \left(\frac{600}{2} - 85 + \frac{260}{2} + 63,12 - \frac{x}{2}\right) \text{ mm} = 0$$

De esta ecuación se obtienen dos soluciones, pero una no es válida debido a que es mayor que las dimensiones de la basa. El valor de la solución válida para “x” es de 32,90 mm. Sustituyendo en el equilibrio de fuerzas verticales, se puede obtener el axil generado por los pernos de tracción:

$$105530,14 \text{ N} + Z_c - 32,90 \text{ mm} * 54,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 386,25 \text{ mm} = 0, \quad Z_c = 590592,54 \text{ N}$$

En la sección relativa al diseño de los pernos de anclaje va a ser necesario este valor, ya que éstos han de cumplir una cuantía mínima.

c) Comprobación de transmisión de esfuerzos de flexión

El apartado asociado a esta comprobación de la EAE indica que la placa de base se ha de comprobar asimilándola a una unión con chapa frontal. No obstante, en este apartado no se indica cómo comprobar la placa de anclaje en la zona de compresión debida a la flexión, por lo que se van a seguir las indicaciones procedentes del CTE.

Se ha de comprobar que el momento en el entronque de la placa con el ala del perfil, provocado por una distribución de tensiones constante y uniformemente distribuida, es inferior al momento plástico de la placa de anclaje (17).

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{t^2 * f_y}{4 * \gamma_{M0}}$$

Donde el parámetro “t” es el espesor de la placa de anclaje.

Se ha de tener en cuenta que el momento flector máximo al que está sometido la basa no coincide con el momento máximo que se ha de transmitir. El momento máximo al que está sometido la basa viene dado por la siguiente expresión, siendo “M_{1,Ed}” y “M_{2,Ed}” los momentos máximos producidos en los entronques de la placa de base, y “b_c” la anchura máxima de la superficie de reparto:

$$M_{Ed} = \frac{\max\{M_{1,Ed}; M_{2,Ed}\}}{b_c}$$

Por su parte, los momentos flectores de cálculo en los dos entronques de la placa de anclaje presentan las siguientes expresiones (19):

$$M_{1,Ed} = b_c * f_{jd} * c * \frac{c}{2} \rightarrow c \leq x, \quad M_{1,Ed} = b_c * f_{jd} * x * \left(c - \frac{x}{2}\right) \rightarrow c > x$$

$$M_{2,Ed} = Z_c * \left(\frac{a}{2} - \frac{h_c}{2} - g\right)$$

Considerando que todos los parámetros han sido previamente calculados, y teniendo en cuenta que el factor “c” es mayor que el valor de “x” deducido, se puede obtener el valor del momento flector de cálculo en la placa de base:

$$M_{1,Ed} = 386,25 \text{ mm} * 54,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 32,90 \text{ mm} * \left(63,12 - \frac{32,90}{2}\right) \text{ mm} = 32489861,23 \text{ N} * \text{mm}$$

$$M_{2,Ed} = 590592,54 \text{ N} * \left(\frac{600}{2} - \frac{260}{2} - 85\right) \text{ mm} = 50200366,02 \text{ N} * \text{mm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\max\{32489861,23 ; 50200366,02\} \text{ N} * \text{mm}}{386,25 \text{ mm}} = 129968,65 \frac{\text{N} * \text{mm}}{\text{mm}}$$

En último lugar, se puede calcular el momento plástico de la placa de anclaje según la expresión mostrada al comienzo de este subapartado. Se ha de indicar que está referido a una ménsula de 1 mm de anchura, por ello sus unidades y su correspondencia con las del momento flector de cálculo:

$$M_{pl,Rd} = \frac{(50 \text{ mm})^2 * 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{4 * 1,05} = 163690,48 \frac{\text{N} * \text{mm}}{\text{mm}}$$

Con lo que se puede llevar a cabo la comprobación de transmisión de esfuerzos de flexión para la placa de base:

$$129968,65 \frac{\text{N} * \text{mm}}{\text{mm}} \leq 163690,48 \frac{\text{N} * \text{mm}}{\text{mm}} \rightarrow \text{Cumple}$$

d) Comprobación de transmisión de esfuerzos de tracción

Como ya se ha indicado previamente, los pernos de uno de los lados de la placa de anclaje van a trabajar a tracción para compensar el contacto placa – hormigón del otro lado. También se ha citado que existen 6 pernos de anclaje, y van a tener un diámetro nominal de 27 mm.

El objetivo de este apartado es determinar la longitud básica neta necesaria para soportar los esfuerzos de tracción debidos al momento flector. Para ello, se han de tener en cuenta diferentes parámetros como puede ser la adherencia entre el hormigón y el acero, el tipo de terminación de los pernos, entre otros. Dicha longitud será el máximo de los siguientes valores:

$$L_{B,net\alpha} = \max\{L_{B,net\alpha 1}; L_{B,min}\}$$

Siendo:

$$L_{B,net\alpha 1} = L_B * \beta * \frac{A_s}{A_{s,real}}, \quad A_s = \frac{Z_c}{f_{yd}}$$

$$L_{B,min} = \max\left\{10 * \phi; 150; \frac{1}{3} * L_B\right\}$$

Por su parte, “ β ” es un coeficiente que depende del tipo de terminación del anclaje y del esfuerzo axial al que está sometido. Para pernos sometidos a tracción y terminación en gancho, este coeficiente adquiere un valor de 0,7.

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	- 1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

Figura 84. Valores de β para el cálculo de la longitud básica neta (20).

Según la EHE, los pernos de anclaje se categorizan por dos posiciones, una de buena adherencia, dentro del grupo que están los pernos de anclaje por formar un ángulo comprendido entre 45° y 90° con la horizontal, y otra de mala adherencia. Se ha de tener en cuenta esta consideración para elegir correctamente la longitud básica “ L_B ”. Por ello:

$$L_B = \max\left\{m * \phi^2; \frac{f_{yk}}{20} * \phi\right\}$$

Donde “ m ” es un coeficiente numérico que es función del tipo de acero empleado en los pernos de anclaje, y de la clase de hormigón utilizado. En la siguiente ilustración se muestran sus valores:

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥ 50	0,7	1,0

Figura 85. Valores del coeficiente numérico m (20).

Para determinar la longitud básica neta, en primer lugar se va a calcular el área de los pernos de anclaje sometidos a esfuerzo de tracción “ $A_{s,real}$ ”. Es importante recalcar que ante este esfuerzo únicamente trabaja la mitad de los pernos, actuando el resto a compresión. También se va a determinar el área “ A_s ”:

$$A_{s,real} = n * \frac{\pi * \phi^2}{4} = 3 * \frac{\pi * (27 \text{ mm})^2}{4} = 1717,67 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{590592,54 \text{ N}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} / 1,15} = 1358,36 \text{ mm}^2$$

Se ha de comprobar si el área real de los pernos es suficiente para soportar el axil de tracción al que están sometidos “ Z_c ”. Es decir, se debe cumplir una cuantía mínima de acero:

$$A_{s,real} * f_{yd} \geq Z_c, \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$1717,67 \text{ mm}^2 * \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15} \geq 590592,54 \text{ N}, \quad 746811,21 \text{ N} \geq 590592,54 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

Conociendo el diámetro de los pernos de anclaje, y que el parámetro “ m ” adquiere un valor de 1,3 para el acero y hormigón empleados, se puede obtener la longitud básica “ L_B ”:

$$L_B = \max \left\{ 1,3 * (27 \text{ mm})^2 ; \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} * 27 \text{ mm} \right\} = 947,7 \text{ mm}$$

En este instante, se disponen de todos los términos necesarios para calcular la longitud básica neta “ $L_{B,netal}$ ”. Sustituyendo valores y teniendo en cuenta que se trata del máximo de “ $L_{B,netal}$ ” y “ $L_{B,min}$ ”, se obtiene el siguiente valor para la longitud básica neta:

$$L_{B,netal1} = 947,7 \text{ mm} * 0,7 * \frac{1358,36 \text{ mm}^2}{1717,67 \text{ mm}^2} = 524,62 \text{ mm}$$

$$L_{B,min} = \max \left\{ 10 * 27 \text{ mm} ; 150 \text{ mm} ; \frac{1}{3} * 947,7 \text{ mm} \right\} = 315,90 \text{ mm}$$

$$L_{B,netal} = \max \{ 524,62 \text{ mm} ; 315,90 \text{ mm} \} = 524,62 \text{ mm}$$

Debido a cuestiones relacionadas con la ejecución, no es muy habitual disponer de pernos de la longitud exacta calculada. Por ello, se van a emplear pernos de 550 mm. En la siguiente ilustración se muestra el diseño final de las placas de anclaje empleadas:

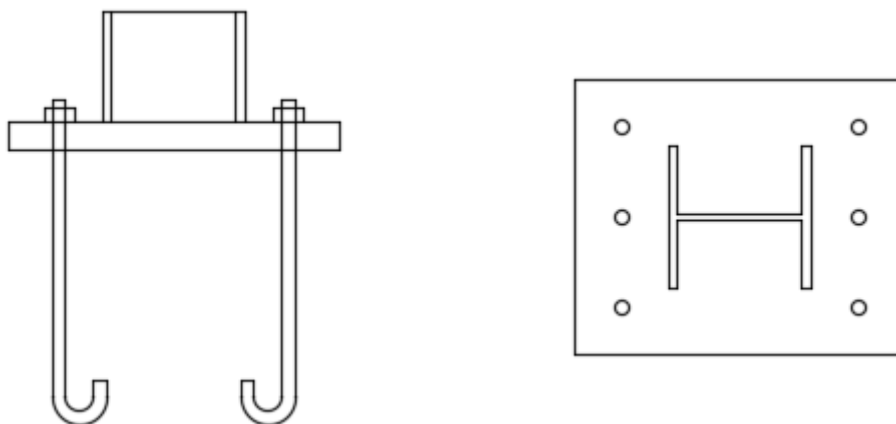


Figura 86. Alzado y planta de la placa de anclaje empleada.

e) Comprobación de transmisión de esfuerzos tangenciales

Las tensiones tangenciales originadas por los esfuerzos cortantes a los que está sometido la placa de base, se pueden transmitir a la cimentación por medio de rozamiento, a través de conectadores, o bien mediante los pernos de anclaje.

En este trabajo se va a emplear la última de las técnicas mencionadas, de manera que en el siguiente apartado se va a realizar esta comprobación a partir de algunos de los valores deducidos en esta sección.

7.2. COMPROBACIONES DE PLACA Y PERNOS DE ANCLAJE

Las uniones son las disposiciones constructivas que permiten dar continuidad a los diferentes elementos que componen la estructura, de forma que permitan transmitir las solicitaciones a las que estén sometidas. De manera general, las uniones pueden ser atornilladas, soldadas o híbridas.

En este apartado se van a llevar a cabo las comprobaciones necesarias para la realización de la conexión de la placa de anclaje, calculada en el anterior apartado, a las zapatas por medio de los pernos empleados. Se va a considerar la unión atornillada entre la placa de base y la cimentación.

En primer lugar, se ha de indicar que los esfuerzos que ha de transmitir la placa de anclaje a la cimentación son los mismos que los del apartado anterior.

A continuación, se van a exponer los datos necesarios para el diseño de la conexión atornillada:

- Dimensiones de la placa de base “a*b”: 600 mm * 500 mm.
- Espesor de la placa de base “t”: 50 mm.
- Material de la placa de base: acero de grado S275.
 - o Límite elástico “ f_y ”: 275 N / mm².
 - o Límite último “ f_u ”: 430 N / mm².
- Diámetro nominal de los pernos de anclaje: Ø 27 mm.
- Grado de los pernos de anclaje: 8.8.
 - o Límite elástico “ f_{yb} ”: 640 N / mm².
 - o Resistencia a tracción “ f_{ub} ”: 800 N / mm².
- Diámetro de los agujeros “ d_0 ”: 29 mm.
 - o Diámetro nominal de los pernos “Ø”: 27 mm.
 - o Holgura: 2 mm.

- Distancia desde el centro de un agujero a un borde contiguo, en dirección del esfuerzo a transmitir “ e_1 ”: 85 mm.
- Distancia desde el centro de un agujero a un borde contiguo, en dirección perpendicular al esfuerzo a transmitir “ e_2 ”: 85 mm.
- Distancia entre centros de agujeros contiguos, en dirección del esfuerzo a transmitir “ p_1 ”: 165 mm.
- Distancia entre filas contiguas de tornillos, en dirección perpendicular al esfuerzo a transmitir “ p_2 ”: 430 mm.

Para una mayor claridad, en la Fig.87 extraída de la EAE se pueden observar las distancias citadas anteriormente, en función de la dirección de aplicación de la carga.

A lo largo de este apartado se van a realizar las comprobaciones necesarias para un correcto diseño de la conexión entre la basa y cimentación. Para ello, se van a seguir las indicaciones de la Instrucción de Acero Estructural, de igual manera que en la mayor parte de este trabajo.

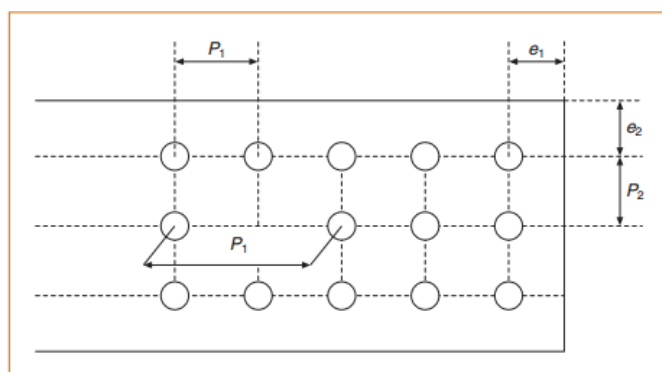


Figura 87. Distancias entre tornillos o pernos (10).

a) Comprobación de resistencia a desgarro

El extremo de una pieza solicitada por un esfuerzo axial centrado con su eje estará bien dimensionado si se cumple la siguiente condición. Se ha de indicar que, por tratarse de una unión entre la placa de anclaje y el macizo de hormigón, el esfuerzo axial que indica la EAE es el esfuerzo cortante que solicita la conexión entre ambos elementos.

$$N_{Ed} = V_{y,Ed} \leq N_{ef,Rd} = \frac{f_u * A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y * A_{nv}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

Siendo “ A_{nt} ” el área neta de la zona sometida a tracción y “ A_{nv} ” la correspondiente de la zona sometida a cortante. Para una mejor comprensión de estos parámetros, se muestran sus expresiones, así como una ilustración de la placa de base con dichas áreas:

$$A_{nt} = (p_2 - d_0) * t = (430 - 29) \text{ mm} * 50 \text{ mm} = 20050 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2 * [(2 * p_1 + e_1 - 2 * d_0) * t] = 2[(2 * 165 + 85 - 2 * 29) \text{ mm} * 50 \text{ mm}] = 35700 \text{ mm}^2$$

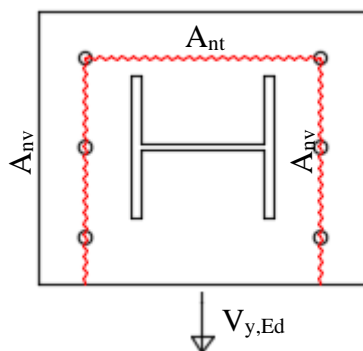


Figura 88. Áreas netas a tracción y cortante ante el efecto del desgarro de la placa de anclaje.

Con lo que la resistencia a desgarro “ $N_{ef,Rd}$ ” de la placa de anclaje es:

$$N_{ef,Rd} = \frac{430 \frac{N}{mm^2} * 20050 mm^2}{1,25} + \frac{275 \frac{N}{mm^2} * 35700 mm^2}{\sqrt{3} * 1,05} = 12295425,02 N$$

Para finalizar con esta sección, se realiza la comprobación mostrada al comienzo de la explicación:

$$81317,75 N \leq 12295425,02 N \rightarrow \text{Cumple}$$

Se puede observar que cumple muy holgadamente la condición, como era de esperar, ya que el espesor de la chapa es muy elevado para soportar el gran momento flector que ha de transmitir.

b) Comprobación de resistencia a cortante y aplastamiento

En las situaciones en las que los tornillos están solicitados en dirección normal a su eje, se ha de comprobar que el esfuerzo solicitante en dicha dirección cumpla la siguiente condición:

$$F_{v,Ed} \leq \min\{F_{v,Rd} ; F_{b,Rd} ; F_{v2,Rd}\}$$

Siendo “ $F_{v,Rd}$ ” la resistencia a cortante del tornillo, “ $F_{b,Rd}$ ” la resistencia a aplastamiento de la pieza en la zona contigua al tornillo, y “ $F_{v2,Rd}$ ” la resistencia a cortante específica para pernos de anclaje.

Se ha de tener en cuenta que se está comprobando una unión en la que el elemento de conexión son pernos, por lo que se ha de tener en cuenta esta última resistencia. Además, los pernos normalmente disponen de rosca únicamente en la región superior, no coincidiendo el plano de corte entre los materiales a unir con la zona de rosca del vástago del elemento.

No obstante, como no se dispone de ese dato y para posicionarse del lado de la seguridad, se va a suponer que el plano de corte pasa por la zona roscada del vástago. Con esta consideración la resistencia a cortante del tornillo se ve reducida, ya que se tiene en cuenta que el área es menor

debido a los filetes de la rosca. Por lo tanto, la resistencia a cortante del tornillo presenta la siguiente expresión:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s * n}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 800 \frac{N}{mm^2} * 456 mm^2 * 1}{1,25} = 175104 N$$

Donde “n” hace referencia al número de planos de cortadura, que en este caso es 1, el existente entre la basa y la zapata, y “A_s” es el área efectiva de la zona roscada del perno. Esta última se puede obtener tabulada en la EAE para los tornillos y pernos de diámetros nominales más habituales.

La resistencia de aplastamiento de una pieza contra el vástago del perno viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha * \beta * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}$$

Siendo “α” y “β” dos coeficientes cuyo valor es el menor de los que se enumeran a continuación:

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 * d_0} ; \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}, \quad \beta = \min \left\{ \frac{2,8 * e_2}{d_0} - 1,7 ; \frac{1,4 * p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{85 mm}{3 * 29 mm} ; \frac{165 mm}{3 * 29 mm} - \frac{1}{4} ; \frac{800 \frac{N}{mm^2}}{430 \frac{N}{mm^2}} ; 1 \right\} = 0,98$$

$$\beta = \min \left\{ \frac{2,8 * 85 mm}{29 mm} - 1,7 ; \frac{1,4 * 430 mm}{29 mm} - 1,7 ; 2,5 \right\} = 2,5$$

Con lo que la resistencia a aplastamiento “F_{b,Rd}” teniendo en cuenta los coeficientes previamente calculados es:

$$F_{b,Rd} = \frac{0,98 * 2,5 * 430 \frac{N}{mm^2} * 27 mm * 50 mm}{1,25} = 1134310,35 N$$

Como se ha indicado al comienzo, por tratarse de un vínculo con pernos la norma de acero indica que también hay que realizar la siguiente comprobación:

$$F_{v2,Rd} = \frac{\alpha_b * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}}, \quad \alpha_b = 0,44 - 0,0003 * f_{yb}$$

Sustituyendo valores, se obtiene el valor de la resistencia a cortadura para los pernos de anclaje:

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 * 640 \frac{N}{mm^2} = 0,248$$

$$F_{v2,Rd} = \frac{0,248 * 800 \frac{N}{mm^2} * 456 mm^2}{1,25} = 72376,32 N$$

Para efectuar la comprobación, hay que realizar un reparto del esfuerzo exterior entre todos los pernos. Como ya se ha indicado, se trata de una placa de anclaje con 6 pernos en la que todos ellos trabajan a cortadura, mientras que únicamente la mitad trabajan a tracción debido al momento flector que han de transmitir. Además, se va a suponer que la carga está aplicada en el CDG de la basa, con lo que el reparto de esfuerzos será equitativo:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{y,Ed}}{n_{pernos}} = \frac{81317,75 N}{6} = 13552,96 N$$

Con lo que la comprobación de resistencia a cortante y aplastamiento es:

$$13552,96 N \leq \min\{175104 N ; 1134310,35 N ; 72376,32 N\}$$

$$13552,96 N \leq 72376,32 N \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Comprobación de resistencia a tracción

En las situaciones en las que los tornillos están solicitados en dirección de su eje ante un esfuerzo de tracción, se ha de comprobar que éste cumpla la siguiente condición:

$$F_{t,Ed} = Z_c \leq \min\{F_{t,Rd} ; B_{p,Rd}\}$$

Siendo “ $F_{t,Rd}$ ” la resistencia a tracción del tornillo y “ $B_{p,Rd}$ ” la resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca o cabeza de tornillo o perno. A continuación se calcula la primera de ellas:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 * 800 \frac{N}{mm^2} * 456 mm^2}{1,25} = 262656 N$$

En cuanto a la resistencia a punzonamiento de la chapa “ $B_{p,Rd}$ ”, en este caso placa de anclaje, sobre la que actúa un tornillo sometido a tracción, presenta la siguiente expresión:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 * \pi * d_m * t * f_u}{\gamma_{M2}}, \quad d_m = \frac{d_{ext} + d_{int}}{2} = \frac{(41 + 27) mm}{2} = 34 mm$$

Donde “ d_m ” es el diámetro medio entre los círculos circunscrito e inscrito a la tuerca o a la cabeza del tornillo. Accediendo a catálogos de tuercas hexagonales normalizadas, de diámetro nominal 27 mm, se obtiene el valor mostrado del diámetro exterior de la misma.

Con lo que la resistencia a punzonamiento “ $B_{p,Rd}$ ” adquiere el siguiente valor:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 * \pi * 34 \text{ mm} * 50 \text{ mm} * 430 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1,25} = 1102322,03 \text{ N}$$

Se vuelve a incidir en que en este caso no se va a producir el fallo debido a ninguna comprobación relativa la chapa por su elevado espesor, necesario para soportar el momento flector como se analizó en el apartado anterior.

Finalmente, se puede llevar a cabo la comprobación mostrada al comienzo de la explicación, teniendo en cuenta que el esfuerzo de tracción es “ Z_c ” y que está uniformemente repartido entre 3 pernos:

$$\frac{590592,54 \text{ N}}{3} \leq \min\{262656 \text{ N} ; 1102322,03 \text{ N}\}$$

$$196864,18 \text{ N} \leq 262656 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

d) Comprobación de resistencia ante interacción de esfuerzos de cortante y tracción

Los tornillos, o pernos en su caso, solicitados a esfuerzos en dirección normal a su eje y a esfuerzos de tracción, además de satisfacer las condiciones anteriores han de cumplir la siguiente condición:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{13552,96 \text{ N}}{72376,32 \text{ N}} + \frac{196864,18 \text{ N}}{1,4 * 262656 \text{ N}} \leq 1, \quad 0,7226 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

e) Comprobación de resistencia a deslizamiento

Por tratarse de pernos de alta resistencia, de grado 8.8, deberán apretarse hasta conseguir una tracción en el vástago igual al 70% de sus resistencia a tracción. El esfuerzo de pretensado del tornillo o perno viene dado por la expresión mostrada a continuación:

$$N_0 = 0,7 * f_{ub} * A_s = 0,7 * 800 \frac{N}{\text{mm}^2} * 456 \text{ mm}^2 = 255360 \text{ N}$$

Además, si la unión está sometida a un esfuerzo axial de tracción que a su vez genera un esfuerzo de tracción en el tornillo, como es el caso de la placa de base, se deberá realizar la siguiente comprobación a deslizamiento:

$$\frac{V_{y,Ed}}{n_{\text{tornillos}}} \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} * (N_0 - 0,8 * F_{t,Ed})$$

Siendo “ k_s ” un factor que depende del tipo de agujeros empleados, que para agujeros normales adquiere el valor de 1, “ n ” es el número de planos de deslizamiento, también es 1, el existente entre la placa de anclaje y el hormigón, y “ μ ” es el coeficiente de rozamiento, que para el contacto entre acero y hormigón se va a considerar el más desfavorable indicado por la EAE, es decir, un valor de 0,2.

Ante este esfuerzo y a diferencia del esfuerzo de tracción, se tienen en cuenta todos los pernos de anclaje. Sin embargo, el esfuerzo de tracción “ $F_{t,Ed}$ ” únicamente se distribuye equitativamente entre tres de los pernos que componen la basa. Teniendo en cuenta estas consideraciones, la resistencia a deslizamiento “ $F_{s,Rd}$ ” adquiere el valor mostrado a continuación:

$$F_{s,Rd} = \frac{1 * 1 * 0,2}{1,25} * \left(255360 - 0,8 * \frac{590592,54}{3} \right) N = 15658,98 N$$

Por lo tanto, se puede realizar la comprobación enunciada anteriormente:

$$\frac{81317,75 N}{6} = 13552,96 N \leq 15658,98 N \rightarrow \text{Cumple}$$

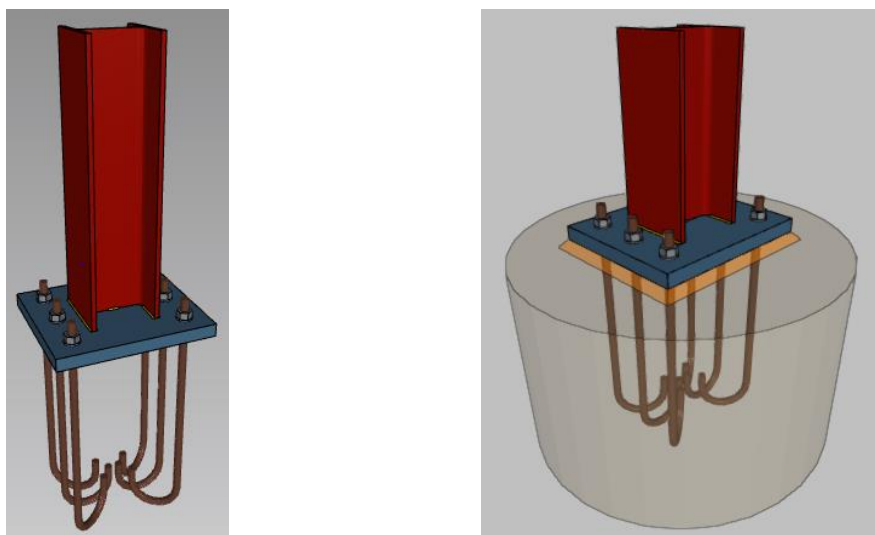


Figura 89. Placa y pernos de anclaje en 3D.

Para finalizar este apartado, se muestra en la Fig.89 el diseño de la placa de anclaje con los pernos previamente analizados. Se ha de indicar que la zapata empleada es de dimensiones rectangulares.

Como se puede observar, el diseño propuesto de la placa de anclaje cumple todas las comprobaciones establecidas por la Instrucción de Acero Estructural, de manera que se considera válida, tanto ésta como los pernos de anclaje asociados.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

8.1. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha diseñado y calculado los principales elementos estructurales de una nave industrial realizada en estructura metálica, empleando para ello el programa comercial SAP2000.

Se trata de un programa basado en el método de elementos finitos (MEF), de manera que hay que lograr una solución de compromiso entre el número de particiones realizadas y el coste computacional requerido.

La determinación de las acciones se ha llevado a cabo según las indicaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE), con apoyo de otras normativas como puede ser la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02).

Se han considerado las acciones más habituales que pueden actuar sobre una construcción de este tipo, teniendo en cuenta la situación de la nave en un polígono industrial de la provincia de Valladolid. Entre ellas, se han tenido en cuenta las acción permanente de peso propio, las cargas variables de nieve, viento y térmica, y la acción accidental de sismo. No obstante, estas dos últimas no ha sido necesario considerarlas por disposiciones constructivas y por el posicionamiento de la nave industrial.

Se ha considerado la acción del viento discretizada según las regiones establecidas por el Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación (CTE-DB-SE-AE). Dicha acción se puede decir que es la que presenta una mayor importancia en la nave industrial.

Las combinaciones de acciones se han efectuado según la Instrucción de Acero Estructural (EAE). Este documento ha sido el mayormente empleado para el dimensionamiento y comprobación de los elementos estructurales.

La nave proyectada consta de 9 pórticos a dos aguas distanciados longitudinalmente 5 metros cada uno de ellos, con una longitud total de 40 metros, 25 metros de luz y 10 metros de altura máxima hasta cumbrera. Presenta una superficie útil en planta de 1000 metros cuadrados.

Se han considerado grandes huecos para la entrada de viento exterior, atendiendo a los efectos de presión y succión generados en el interior de la estructura.

Los elementos estructurales de la nave industrial se han agrupado con la finalidad de una mayor simplicidad en la ejecución, de manera que el dimensionamiento se ha materializado únicamente para el elemento más solicitado de cada grupo.

Éstos, se han diferenciado según disposiciones geométricas y solicitudes a las que están sometidos. Entre ellos, están los pilares intermedios, hastiales, pilarillos, dinteles intermedios, hastiales, asociados al cerramiento practicable y de refuerzo, y correas.

Se han considerado dinteles de refuerzo en los pórticos intermedios, más solicitados, con la finalidad de absorber un porcentaje del esfuerzo axil debido a las elevadas acciones horizontales a las que están sometidas las construcciones industriales. De esta forma, se consigue una notoria reducción de los pilares y dinteles intermedios.

Los elementos que conforman la estructura de la nave proyectada son todos ellos normalizados, de distinto tipo según su ubicación en la misma. Los pilarillos, pilares y dinteles intermedios son de la serie HEB, los correspondientes de los pórticos hastiales y dinteles de soporte del cerramiento practicable son IPE debido a sus menores solicitudes, los dinteles de refuerzo son secciones huecas rectangulares tipo tubo, y por último, las correas se tratan de perfiles conformados en Z.

El dimensionamiento de las correas se ha efectuado según los ejes principales de este tipo de perfiles, girados con respecto a los ejes ordinarios. El programa de cálculo SAP2000 da lugar a los esfuerzos en las direcciones ordinarias, por lo que para llevar a cabo las comprobaciones de

la normativa de acero se han tenido que descomponer los esfuerzos en las direcciones de los ejes principales de las correas.

Se han empleado cerramientos de panel sándwich por la versatilidad, facilidad de instalación y reducido peso que incorporan sobre la estructura. Estos elementos de la nave industrial se han obtenido de catálogos del fabricante comercial Dippanel.

El dimensionamiento se ha efectuado siguiendo las indicaciones de la Instrucción de Acero Estructural (EAE), considerando tanto las máximas sollicitaciones a las que están sometidos los elementos de cada grupo, haciendo uso de la envolvente de esfuerzos, como la combinación de acciones más desfavorable para el elemento más comprometido.

Es importante indicar que los esfuerzos obtenidos de la envolvente no deben ser empleados para el dimensionamiento de los elementos estructurales cuando actúan varios de ellos simultáneamente, ya que en tal caso se sobredimensiona la estructura. No obstante, se han empleado en las comprobaciones sin interacción debido a que, aunque no sea frecuente, un elemento puede estar sometido a una gran esfuerzo de un tipo siendo el resto reducidos.

El método empleado para la comprobación de elementos sometidos a compresión y flexión, la de mayor importancia, se ha llevado a cabo según el método 2 de la Instrucción de Acero Estructural (EAE). Bien es cierto que para los pilares intermedios, con el empleo de dicho método se ha obtenido un diseño ajustado, por lo que se ha efectuado el mismo siguiendo el método 1 de la EAE. Como conclusión, es un poco más restrictivo pero la diferencia obtenida es tan reducida que no es interesante efectuarlo por la cantidad de ecuaciones que intervienen.

En las situaciones en las que se han obtenido diseños ajustados en cuanto al ratio de demanda / capacidad de los elementos, se mantiene el perfil dimensionado debido a la existencia de coeficientes parciales de seguridad, además de la mayoración de las cargas.

La orientación de todos los elementos estructurales se ha llevado a cabo para trabajar en su pórtico, es decir, con el eje fuerte dispuesto para recibir esfuerzos en su propio plano. Ello implica disponer el alma de los perfiles en el plano del pórtico correspondiente y las alas en dirección normal al mismo. Sin embargo, se han estudiado los efectos de la rotación de los pilarillos para que trabajen en modo de emparrillado, y se ha conseguido una reducción de HEB200 a HEB160. Es debido a que están solicitados principalmente ante esfuerzos en dirección longitudinal de la nave.

En cuanto a la placa de anclaje y las comprobaciones realizadas, se ha propuesto un diseño válido debido a la cantidad de parámetros que intervienen. Las verificaciones de la primera se han realizado siguiendo, tanto el documento principalmente empleado en este trabajo, como el Documento Básico de Seguridad Estructural – Acero (CTE-DB-SE-A) y la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

Es necesario el espesor propuesto para la placa de anclaje debido al elevado momento flector que debe transmitir. Las comprobaciones del diseño de la unión entre la basa y la zapata de hormigón se han realizado según la Instrucción de Acero Estructural (EAE), tanto de la chapa metálica como de los pernos de anclaje empleados.

La utilización final de la nave industrial objeto de este trabajo no ha sido definida, ya que el objetivo de este trabajo ha sido el correcto manejo del software comercial SAP2000 y la realización del dimensionamiento de todos los principales elementos estructurales de una construcción de este tipo, calculando para ello las acciones a las que puede llegar a estar sometida a lo largo de su vida útil.

El software de cálculo estructural SAP2000, como la mayor parte de este tipo de programas, conlleva a un sobredimensionamiento si no se realizan los ajustes necesarios. Realizadas estas operaciones, se puede concluir este trabajo citando la idoneidad del software de cálculo,

habiéndose demostrado en su apartado correspondiente la similitud con el dimensionamiento realizado manualmente siguiendo la EAE, con el consiguiente ahorro de tiempo que conlleva.

Como trabajos futuros, se propone el cálculo de las uniones, tanto atornilladas como soldadas de tipo viga – soporte, uniones entre dinteles por medio de chapa frontal, empleo de cartelas y rigidizadores para un mayor aprovechamiento de las secciones de los perfiles, un dimensionamiento más concreto de las cimentaciones, el modelado de la estructura con cerchas o incluso la utilización de perfiles de sección variable.

CAPÍTULO 9

BIBLIOGRAFÍA

9.1. BIBLIOGRAFÍA

1. Avial Azcunaga, Fernando Rodríguez. Construcciones metálicas. s.l. : Bellisco ediciones.
2. Domínguez Lorenzo, Manuel. Elementos y tipología estructural. Zamora : Asignatura de Construcciones Industriales, 2019.
3. Argüelles Álvarez, Ramón. Estructuras de acero. s.l. : Bellisco ediciones, 2005.
4. Joral Herrero, Héctor. Cálculo y dimensionado de la estructura de un polideportivo. Valladolid : s.n., 2019.
5. Spain, CSi. CSi Spain SAP2000. CSi Spain SAP2000. [En línea] CSi Spain, 2020. <https://www.csiespana.com/software/2/sap2000>.
6. Ministerio de Fomento. Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación. s.l. : Código Técnico de la Edificación, 2019.
7. Cacho Pérez, Mariano. Nave industrial tipo. Análisis de cargas. Valladolid : Apuntes de Estructuras Industriales.
8. Dippanel. Panel sándwich de cubierta. Panel sándwich de cubierta. [En línea] <https://www.dippanel.com/panel-construccion/panel-sandwich-de-cubierta/>.
9. Norma de Construcción Sismorresistente. s.l. : Ministerio de Fomento, 2009.
10. Instrucción de Acero Estructural. s.l. : Ministerio de Fomento, 2011.
11. Documento Básico de Seguridad Estructural. s.l. : Ministerio de Fomento, 2019.
12. Cacho Pérez, Mariano. Cálculo de correas. Cálculo de correas. Valladolid : Asignatura de Estructuras Industriales, 2020.
13. Veas B., Verónica. Deformaciones en vigas. 2000.
14. Garrido, José A. y Foces, Antonio. Resistencia de materiales. Valladolid : Universidad de Valladolid.
15. Spain, CSi. CSi Analysis Reference Manual. CSi Analysis Reference Manual. s.l. : SAP2000 Integrated Solution for Structural Analysis and Design.
16. Correas INGZT. Dossier Técnico de perfiles ligeros y correas. Gama de perfiles Z. [En línea] <https://www.ingeperfil.com/wp-content/uploads/2019/10/CORREAS-Z-ES.pdf>.
17. González Fueyo, José Luis. Tema 7, Uniones. Zamora : Asignatura de Estructuras Metálicas, 2019.
18. —. Ejercicios de uniones sometidas a flexocompresión. Zamora : Asignatura de Estructuras Metálicas, 2019.
19. Monfort Lleonart, José. Estructuras Metálicas para Edificación. s.l. : Universidad Politécnica de Valencia.
20. Instrucción de Hormigón Estructural. s.l. : Ministerio de Fomento, 2011.