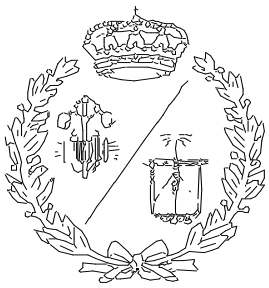
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



Proyecto Fin de Grado

DISEÑO ESTRUCTURAL Y DE LA ENVOLVENTE DE NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA EN LA LOCALIDAD DE OREJO

STRUCTURAL AND ENVELOPE DESIGN OF AN INDUSTRIAL BUILDING WITH BRIDGE CRANE AT OREJO

Para acceder al Título de

GRADUADO EN INGENIERÍA MECÁNICA

Autor: Manuel Verano Salcines

RESUMEN

El presente documento tiene como finalidad el diseño, cálculo y modelado de un edificio industrial destinado a albergar una planta de producción de perfiles de acero. Este se enmarca en el trabajo final del Grado en Ingeniería Mecánica titulado “Diseño estructural y de la envolvente de nave industrial con puente grúa en la localidad de Orejo” realizado por Manuel Verano Salcines, estudiante de cuarto curso del Grado en Ingeniería Mecánica en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales y de Telecomunicación.

El trabajo se orienta al diseño y cálculo de una nave industrial con puente grúa, incluyéndose en el proyecto, lo criterios utilizados para el dimensionamiento y diseño del conjunto, los cálculos de la estructura portante, la definición de la envolvente de la nave (cubiertas, fachadas…), y el cumplimiento de la normativa vigente, todo ello en un entorno BIM (*Building Information Modeling*).

Se trata de un edificio industrial de planta rectangular que presenta unas dimensiones de 90 m de largo y 25 m de ancho, cuyo propósito será la producción de perfiles conformados en frío para la sustentación de paneles de fibro-yeso. Se plantea su ubicación en una parcela del polígono industrial de Orejo, en la localidad de Orejo, a pocos kilómetros de Santander; zona con buenas comunicaciones al contar con autovía cercana, ferrocarril, puerto y aeropuerto a escasa distancia de la zona.

Inicialmente, se tuvieron en cuenta tres posibles parcelas a la hora construir la nave, seleccionándose la utilizada dada la facilidad de movilidad de camiones en su interior. Se realizó un reconocimiento del terreno, detectándose un gran desnivel en la parcela, por lo que fue necesario plantear un importante movimiento de tierra.

Ante la falta de medios para un estudio en profundidad del terreno se realizó una inspección visual, y se emplearon los datos de un estudio geotécnico realizado en la zona donde se sitúa la nave. Se observó que la parcela presentaba dos niveles bastante llanos, habiendo entre éstos aproximadamente 1,5 metros de altura.

La obra proyectada corresponde a una estructura metálica conformada por pórticos a dos aguas, cuyos postes de fachada alcanzan los 7,5 m de altura, llegando hasta 8,8 m en la cumbrera. El diseño incluyó oficinas, dos vestuarios y un almacén en el interior del edificio, así como un aparcamiento en su exterior.

Para la cimentación se escogieron zapatas aisladas rectangulares y flexibles, con el objetivo de soportar los grandes momentos que se producen sobre la estructura. Los pilares se dispusieron empotrados en las zapatas de hormigón por medio de placas metálicas unidas a

la cimentación mediante pernos de anclaje. Debido a su robustez, soportan muy bien las tensiones transmitidas y otorgan gran estabilidad.

El presupuesto de ejecución material de la obra es de 1.662.821,56 €, a los que se añade un 13% de gastos generales, un 6% de beneficio industrial, sumando entonces un total de 1.978.757,65 €. Aplicandole el valor del 21% de IVA, el presupuesto final asciende a 2.394.296,76 €.

Por último, referir que para el desarrollo de este proyecto se han utilizado los siguientes programas:

- AutoCAD.
- Revit.
- Robot Estructural Analysis.
- Presto.

ABSTRACT

The purpose of this document is the design, calculation and modeling of an industrial building intended to house a production plant for steel profiles. This is part of the final work of the Degree in Mechanical Engineering entitled "Structural and envelope design of an industrial building with bridge crane at Orejo" carried out by Manuel Verano Salcines, a fourth-year student of the Degree in Mechanical Engineering at the Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales y de Telecomunicación.

The document in oriented to the design and calculation of and industrial building with bridge crane, including the criteria used for the sizing and design of the whole, the calculations of the supporting structure, the definition of the envelope (roof, facades..), and compliance with the current regulations, all in a BIM (*Building Information Modeling*) environment.

It is an industrial building with a rectangular floor plan that measures 90 m long and 25 m wide, whose purpose will be the production of cold-formed profiles for supporting fiber-gypsum panels. Its location is proposed on a plot of the Orejo industrial estate, in the locality of Orejo, a few kilometers from Santander; Area with good communications by having a nearby highway, railway, port and airport a short distance from the area.

Initially, three possible plots were taken into account when building the industrial building, selecting the one used given the ease of mobility of trucks inside. A reconnaissance of the land was carried out, detecting a great unevenness in the plot, for which it was necessary to propose an important movement of ground.

Given the lack of resources for an in-depth study of the terrain, a visual inspection was carried out, and data from a geotechnical study carried out in the area where the building is located were used. It was observed that the plot had two fairly flat levels, between them being approximately 1.5 meters high.

The projected work corresponds to a metal structure made up of gabled porticos, whose facade posts reach 7.5 m in height, reaching up to 8.8 m at the ridge. The design included offices, two changing rooms and a repository inside the building, as well as parking outside.

Rectangular and flexible isolated footings were chosen for the foundation, in order to withstand the great moments that occur on the structure. The pillars were embedded in the concrete footings by means of metal plates attached to the foundation by means of anchor bolts. Due to their robustness, they withstand the stresses transmitted very well and provide great stability.

The budget for material execution of the work is €1,662,821.56, to which is added 13% general expenses, 6% industrial profit, thus adding a total of €1,978,757.65. Applying the value of 21% VAT, the final budget amounts to €2,394,296.76.

The following programs have been used to carry out this project:

- AutoCAD
- Revit
- Robot Structural Analysis
- Presto

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN ..... **i**
ABSTRACT ..... **iii**
ÍNDICE GENERAL ..... **vi**
1.- OBJETO Y ALCANCE DEL PROYECTO **3**
1.1.- MOTIVACIÓN 3
1.2.- OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO 4
1.3.- ESTRUCTURA DEL PROYECTO 4
2.- ANTECEDENTES **8**
2.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS NAVES INDUSTRIALES 8
2.2.- HERRAMIENTAS DE CÁLCULO 11
3.- MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO **26**
3.1.- OBJETO DEL PROYECTO 26
3.2.- INFORMACIÓN PREVIA 26
3.3.- EMPLAZAMIENTO 27
3.4.- CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA 27
3.5.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA 28
3.6.- ESTUDIOS SÍSMICOS 29
3.7.- CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA 29
3.8.- DESCRIPCIÓN Y JUSTIFICACIÓN DE LA OBRA 29
3.9.- PLANIFICACIÓN DE LA OBRA 31
3.10.- JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS 31
3.11.- ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD 31
3.12.- PLANOS 31
3.13.- PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES (PPTP) 32
3.14.- PRESUPUESTO Y MEDICIONES 32
3.15.- CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA 32
4.- MEMORIA CONSTRUCTIVA DEL PROYECTO **36**
4.1.- BASES DE CÁLCULO 36
4.2.- ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS 36
4.3.- CIMENTACIÓN 36
4.4.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA 38
4.5.- MÉTODOS DE CÁLCULO 43

4.6.- SISTEMA ENVOLVENTE 43
5.- ANEXO DE CÁLCULOS 50
5.1.- GEOTECNIA 50
5.2.- CLIMATOLOGÍA 55
5.3.- PUENTE GRÚA 60
5.4.- ACCIONES SOBRE LA NAVE 69
5.5.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN 96
5.6.- CÁLCULO DE LAS UNIONES 137
5.7.- CÁLCULOS DE LA ESTRUCTURA 402
5.8.- GESTIÓN DE RESIDUOS 727
5.9.- SEGURIDAD CONTRA INCENDIO 746
5.10.- SEGURIDAD Y SALUD 751
6.- PLANOS 777
6.1.- SITUACIÓN 777
6.2.- PARCELA 3D 778
6.3.- DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS ESPACIOS DE LA NAVE 779
6.4.- DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LA CIMENTACIÓN 780
6.6.- DETALLE DE CIMETNACIÓN 2 782
6.7.- DETALLE DE CIMENTACIÓN 3 783
6.8.- PLANTA, ALZADO Y PERFIL DE LA ESTRUCTURA 784
6.9.- VISTA 3D ESTRUCTURA PRINCIPAL 785
6.10.- LOCALIZACIÓN Y DISPOSICIÓN DE LAS CORREAS 786
6.11.- VISTA 3D CORREAS 787
6.12.- DISTRIBUCIÓN OFICINAS Y DETALLES 788
6.13.- DISTRIBUCIÓN VESTUARIOS Y DETALLES 789
6.14.- FORJADO OFICINA 790
6.15.- UNIONES PÓRTICO FACHADA 1 791
6.16.- UNIONES PÓRTICO FACHADA 2 792
6.17.- UNIONES PÓRTICO INTERMEDIO 793
6.18.- DETALLE UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 1 794
6.19.- DETALLE UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 2 795
6.20.- DETALLE UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 3 796
6.21.- DETALLES CERRAMIENTO 797
7.- PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES 800
7.1.- DEFINICIÓN Y ALCANCE DEL PLIEGO 800

7.2.- CONDICIONES GENERALES DEL PLIEGO 802
7.3.- PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS PARTICULARES 835
7.4.-PLIEGO CONDICIONES SEGURIDAD/SALUD PARTICULAR 847
7.5.- TRANSPORTE Y MONTAJE PIEZAS PREFABRICADAS 855
8.- MEDICIONES Y PRESUPUESTOS 871
8.1.- RESUMEN DE PRESUPUESTO 871
8.2.- PRESUPUESTO Y MEDICIONES 872
8.3.- PRECIOS DESCOMPUESTOS 893
9.- CONCLUSIONES 924
10.- REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA 926

1

OBJETO Y ALCANCE DEL PROYECTO

ÍNDICE DEL OBJETO Y ALCANCE DEL PROYECTO

1.1.- MOTIVACIÓN 3
1.2.- OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO 4
1.3.- ESTRUCTURA DEL PROYECTO 4

1.- OBJETO Y ALCANCE DEL PROYECTO

El objetivo del presente proyecto es el de diseñar la estructura de una nave industrial, para su uso como planta de fabricación de perfiles de acero. La misma estará situada en una parcela del polígono industrial de Orejo, en la localidad de Orejo, a pocos kilómetros de Santander.

La citada parcela tiene una superficie de 10840 m^2, y se considerará que dispone de abastecimiento de agua, red de saneamiento y suministro de energía para los trabajos que tengan que realizarse in-situ.

Para el diseño de la nave se estudiará y analizará los distintos tipos de materiales que ofrece el mercado, eligiéndose el más adecuado para nuestro caso. Además, se optará por el sistema de cimentación que mejor se adapte a los elementos estructurales utilizados y a los datos geotécnicos del terreno.

Una vez elegido los elementos estructurales se procederá a su descripción y a la comprobación de la capacidad resistente de los principales, teniendo en cuenta la normativa vigente en el sector, así como las cargas variables y permanentes aplicadas. Finalmente, se procederá, teniendo en cuenta el tipo de estructura utilizada, a la elección y el seguimiento del proceso de montaje y de los sistemas de seguridad necesarios que se debe cumplir.

1.1.- MOTIVACIÓN

Se redacta el presente proyecto con el fin de definir las actuaciones necesarias para ejecutar una nave industrial cuyo propósito será la producción de perfiles conformados en frío para la sustentación de paneles de fibro-yeso. La fábrica será una filial de Fermacell, empresa que se dedica a la fabricación de paneles de fibra yeso, y que exporta sus productos internacionalmente, principalmente en el norte de Europa. La fábrica de Fermacell se encuentra localizada en el mismo polígono en el que se construirá la nave objeto de este proyecto.

Los perfiles a confeccionar en la nave objeto de diseño se fabricarán mediante el conformado en frío de láminas de acero galvanizado. El perfilado es una operación de doblado continuo en el que las hojas o láminas de metal se deforman plásticamente a una determinada temperatura a lo largo de un eje longitudinal. Durante este proceso, la chapa se somete a un plegado progresivo en cada uno de los cabezales hasta obtener los ángulos y la forma deseados. Cada conjunto de rodillos (superior e inferior) se denomina cabezal de perfilado. Debido a que el perfilado sucede de manera progresiva, hay poco o ningún cambio del área

y del espesor de la sección del perfil. El perfilado permite obtener perfiles de pared delgada huecos o semihuecos. También permite realizar operaciones adicionales en la línea, por ejemplo, para generar agujeros o ranuras donde se necesite. Al ser un proceso continuo, el perfilado es ideal para producir piezas de longitudes elevadas, o de series grandes.

El proceso se lleva a cabo a una velocidad entre 15 y 185 m/min, dependiendo de la configuración deseada, las tolerancias o el material utilizado. Por su misma naturaleza, el perfilado es un proceso en el que los productos obtenidos tienen una alta calidad. Se alcanzan tolerancias bastante pequeñas tanto para materiales pesados como ligeros, además proporciona formas y dimensiones uniformes.

1.2.- OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO

El objetivo del presente Trabajo de Fin de Grado es el diseño, cálculo y modelado de un edificio industrial destinado a albergar una planta de producción de perfiles de acero. Este estará conformado por una estructura metálica diseñada mediante pórticos rígidos a dos aguas. El proyecto se centra fundamentalmente en el cálculo estructural y la envolvente del edificio, todo ello en un entorno BIM (*Building Information Modeling*).

En primer lugar, se desarrollará una breve descripción de las principales características de las naves industriales, se citarán las herramientas de cálculo empleadas, detallándose las características de BIM y el crecimiento exponencial que ha desarrollado en los últimos años en su aplicación en la ingeniería y la arquitectura a nivel internacional. Posteriormente, se llevará a cabo el modelado 3D del edificio utilizando el software Autodesk Revit, continuando con el dimensionamiento de la estructura mediante el programa Autodesk Robot Structural Analysis.

Con este proyecto, se pretende adquirir un flujo de trabajo optimizado respecto a los procesos que se practican habitualmente, fundamentalmente con CAD, para el proyecto de construcción de un edificio, empleando la metodología BIM, mostrando también alguna de las potencialidades e innovaciones recientes que se están implementando en los procesos de esta tipología de centros de distribución.

1.3.- ESTRUCTURA DEL PROYECTO

Para una fácil comprensión de los contenidos, el presente documento se 9 capítulos, los cuales se describen a continuación:

1.- Objeto y alcance del proyecto: En este capítulo se establecen las bases y pautas a seguir en el desarrollo del proyecto.

2.- Antecedentes: Se exponen los antecedentes del proyecto, dígase de las investigaciones y trabajos realizados previos a la realización del proyecto.

3.- Memoria descriptiva del proyecto: En esta sección se detallan las técnicas de construcción y materiales necesarios para la ejecución del proyecto.

4.- Memoria constructiva del proyecto: Este capítulo incluye la información relativa a la envolvente de la nave, con una descripción de su comportamiento frente a las acciones a las que está sometida.

5.- Anexo de cálculos: En el anexo de cálculos se recogen los diferentes cálculos realizados para obtener los resultados que se han expuesto en los diferentes apartados del documento.

6.- Planos: Se reúnen aquí los diferentes planos necesarios para llevar a cabo la construcción de la nave.

7.- Pliego de prescripciones técnicas particulares: En este capítulo se recogen los diferentes pasos de los que consta el proyecto, y de las obligaciones de cada persona en la obra.

8.- Mediciones y presupuestos: En este apartado se recogen los precios parciales y totales de los diferentes elementos que componen el proyecto.

9.- Referencias y bibliografía: Se reúnen las diferentes referencias y bibliografías consultadas para el desarrollo del presente proyecto.

2

ANTECEDENTES

ÍNDICE DE ANTECEDENTES

2.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS NAVES INDUSTRIALES 8
2.2.- HERRAMIENTAS DE CÁLCULO 11
2.2.1.- ¿Qué es BIM? 12
2.2.2.- Origen y desarrollo BIM 14
2.2.3.- Nivel de detalle y de información en BIM 15
2.2.4.- Ventajas e inconvenientes del BIM 19
2.2.5.- Situación BIM 20

2.- ANTECEDENTES

2.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS NAVES INDUSTRIALES

Las naves industriales son el principal sistema constructivo empleado en la construcción de fábricas, almacenes, etc. Su diseño proporciona grandes luces lo que permite el aprovechamiento de grandes espacios sin obstáculos ni restricciones.

Una nave industrial es un edificio de uso, generalmente, industrial en el que se dispone la producción y/o almacena los bienes industriales, junto con los obreros, las máquinas que los generan, el transporte interno, la salida y entrada de mercancías, etc. Los requerimientos y tipos de construcción que debe poseer la nave varían en función de las innumerables actividades económicas que pueden desarrollar en su interior, lo que ha conllevado al desarrollo de un gran número de soluciones constructivas. Por ejemplo, en las naves que albergan cadenas de producción, la longitud suele ser la dimensión predominante de la construcción.

Los primeros edificios industriales surgieron en torno a las ciudades en los siglos XVIII y XIX, debido a la Revolución industrial producida a partir de la invención de la máquina de vapor. Las chimeneas altas de las calderas de estas máquinas cambiaron el paisaje urbano y trajeron consigo una nueva forma de vida que con el tiempo transformó por completo la sociedad.

Las primeras naves industriales se basaron en la arquitectura civil de la época, utilizándose estructuras y materiales como vigas y cerchas de madera sobre muros de carga. También se utilizaron las bóvedas, de piedra natural o ladrillo, y las bóvedas tabicadas.

Las soluciones arquitectónicas tradicionales no podían satisfacer las crecientes necesidades de la incipiente industria: diafanidad, grandes espacios productivos, mayor iluminación, funcionalidad, etc. Es por ello que surge la arquitectura industrial aportando nuevos tipos estructurales utilizando los avances en siderurgia y técnicas de unión.

El sistema más elemental en la construcción industrial es el de la estructura aporticada. Los elementos componentes fundamentales son los siguientes:

- Pilares o soportes.
- Dinteles.
- Arriostramientos.

Adicionalmente, y de acuerdo al uso que presente la instalación, podrá contar o no con la presencia de un puente grúa. En el proyecto que nos ocupa, se incluirá este elemento en el diseño.

Un puente grúa es un tipo de grúa que se utiliza en fábricas e industrias, para izar y desplazar cargas pesadas, permitiendo que puedan movilizarse piezas de gran porte en forma horizontal y vertical. Este se compone de un par de rieles paralelos ubicados a gran altura sobre los laterales del edificio con un puente metálico (viga) desplazable que cubre el espacio entre ellas. El polipasto, dispositivo de izaje de la grúa, se desplaza junto con el puente sobre el cual se encuentra; este, a su vez se encuentra alojado sobre otro riel que le permite moverse para ubicarse en posiciones entre los dos rieles principales.

A diferencia de las grúas móviles o de construcción, los puentes grúa son utilizados por lo general en fábricas o galpones industriales estando limitados a operar dentro del galpón o nave industrial donde se encuentran instalados. El uso de este tipo de grúa se aplica en la industria del acero, para mover productos terminados, tal como, bobinas, caños y vigas, tanto para su almacenamiento, como para la carga a los transportes convenientes. Por su parte, en la industria subsidiaria del cemento, para facilitar la fabricación de caños, postes, vigas, entre otros productos de gran peso y volumen. En la industria del automóvil y de maquinarias pesadas, se utilizan puentes grúa para el manejo de materias primas y en otros casos para el ensamblado de grandes piezas, en máquinas viales (pala cargadora, topadora, motoniveladora, camiónes). Mientras tanto, casi todas las fábricas de papel utilizan las grúas de puente para el mantenimiento regular que requiere la eliminación de los rodillos y otros equipos pesados.

Se pueden fabricar diferentes tipos de puente grúa que responden a las demandas y las necesidades del sector, dígase:

Monorraíl: El puente grúa monorraíl (Figura 1) es un dispositivo que se usa dentro de instalaciones medianas que presentan una gran altura libre. Está compuesto por una viga de perfil laminada, especial para mover cargas dentro de las naves menores. Las cargas recomendadas para movilizar en una grúa monorraíl son hasta 12,5 toneladas si se usa una referencia de polipasto de altura reducida, y un máximo de 25 toneladas en el caso de que se fabrique con un polipasto de altura normal.



Figura 1. Puente Grúa Monorrail.

Birraíl: Este tipo de dispositivo (Figura 2) de transporte industrial se fabrica con dos vigas o raíles principales que permiten mover cargas a gran escala. Al diseño se le puede incorporar un sistema de control espacial, velocidades variadas hasta plataformas de mantenimiento o pasarelas y más de un polipasto. Es una opción versátil y ágil para fábricas de amplia magnitud ya que permite optimizar el peso de la viga principal para minimizar la carga sobre los carriles.



Figura 2. Puente Grúa Birrail.

Electromagnética: El puente grúa electromagnético (Figura 3) cuenta con dos vigas principales y amplia capacidad de elevación de materiales metálicos. Este dispositivo está fabricado con un electroimán que produce una excelente fuerza magnética sobre los objetos pesados hechos con este material.



Figura 3. Puente Grúa Electromagnético.

2.2.- HERRAMIENTAS DE CÁLCULO

Para el desarrollo del proyecto se empleó la metodología BIM, permitiendo disponer de un modelo totalmente sincronizado. De los diferentes programas disponibles se emplearon los siguientes:

- Autodesk Robot Structural Analysis (Figura 4): Utilizado para el dimensionamiento y cálculos de los componentes de la estrctura de la nave.
- Microsoft Excel (Figura 5): Utilizado para el dimensionado de las zapatas y el cálculo de sus respectivas armaduras.
- Microsoft Word (Figura 6): Utilizado para la redacción del proyecto.
- Autodesk Revit (Figura 7): Utilizada para el visionado 3D de la estructura y la generación de los planos.
- Autodesk AutoCAD (Figura 8): Utilizado en los primeros pasos del diseño y la ayuda para realziar algún plano.
- Presto (Figura 9): Utilizado para la realización de los presupuestos.



Figura 4. Logotipo Robot Structural Analysis. Fuente: Google imágenes.



Figura 5. Logotipo Microsoft Excel. Fuente : Google imágenes.



Figura 6.Logotipo Microsoft Word. Fuente: Google imágenes.



Figura 7. Logotipo Autodesk Revit. Fuente: Google imágenes.



Figura 8. Logotipo Autodesk AutoCAD. Fuente: Google imágenes.



Figura 9. Logotipo Presto. Fuente: Google imágenes.

2.2.1.- ¿Qué es BIM?

BIM es una metodología de trabajo colaborativa para la creación y gestión de proyectos de edificación y de obra civil. BIM es el acrónimo de *Building Information Modeling* que significa modelado de la información para la construcción, aunque podría ser perfectamente *Building Information Management*, ya que el BIM tiene mucho que ver con la gestión de la información y no sólo con el modelado.

Mucha gente piensa aún que el BIM es un software, frecuentemente escuchamos hablar de BIM como si fuera Revit, Archicad, o cualquier otra plataforma de las muchas que hay en el mercado. Es importante aclarar que BIM no es un software, aunque obviamente el software forma parte del BIM. BIM es un método de trabajo que se define en el contexto de la cultura colaborativa y de la práctica integrada, y supone una profunda transformación que afecta a todos los procesos de diseño, constructivos y de gestión de activos que hemos conocido hasta ahora.

BIM supone la evolución de los sistemas de diseño tradicionales basados en el plano, ya que incorpora información geométrica (3D), de tiempos (4D), de costes (5D), ambiental (6D) y de mantenimiento (7D).

El uso de BIM va más allá de las fases de diseño, abarcando la ejecución del proyecto y extendiéndose a lo largo del ciclo de vida del edificio, permitiendo la gestión del mismo y reduciendo los costes de operación.

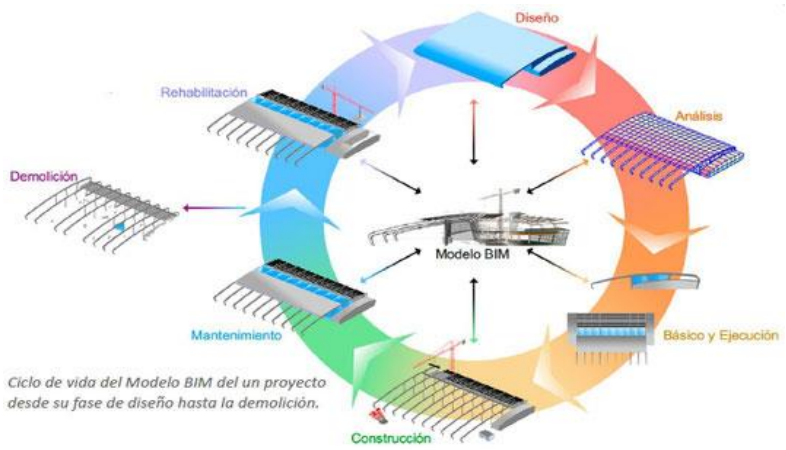


Figura 10. Ciclo de vida BIM.

BIM concierne tanto a la geometría, a la relación con el espacio, a la información geográfica, a las cantidades y las propiedades de los componentes de un edificio o infraestructura (por ejemplo, detalles de fabricantes de puertas o datos energéticos de un equipo). BIM puede ser utilizado para ilustrar el proceso completo de edificación, ingeniería civil, de mantenimiento e incluso de demolición (ahora se reciclan más materiales). Cantidades de materiales y propiedades compartidas pueden ser extraídas fácilmente. Además, ámbitos laborales, detalles de componentes y secuencias de actividades de construcción pueden ser aislados y definidos.

El BIM se ha convertido en una forma de trabajo dinámica en la que se combinan los equipos multidisciplinares y permite una desgeolocalización de los miembros del grupo de trabajo. Promueve así la mejora de la calidad de la construcción, ya que permite el trabajo cooperativo de los ingenieros y diseñadores del sector sin la obligación de desplazamiento a una oficina para el desempeño de su función.

La información concentrada y registrada en este modelo virtual es muy diversa y cada vez más completa. Va desde los agentes intervinientes en el proceso, el propio modelo del edificio, aspectos técnicos, estructurales, de instalaciones, de eficiencia energética, económicos, de materiales, comerciales, fases de ejecución, mantenimiento, administración, etc.

2.2.2.- Origen y desarrollo BIM

Hay varios puntos de vista acerca del origen de este concepto. La empresa pionera en la aplicación del concepto BIM fue Graphisoft (con sede en Budapest, Hungría) que lo implementó con el nombre *Virtual Building* (Edificio Virtual) desde 1984 en su programa ArchiCAD, reconocido como el primer software de CAD para ordenador personal capaz de crear tanto dibujos en 2D como 3D.

En 1994 se funda la IAI (*International Alliance of Interoperability*). La IAI es una organización internacional que tiene, entre sus objetivos, mejorar el intercambio de información entre las aplicaciones de softwares usadas en la industrial de la construcción. Esta alianza internacional, con origen en Estados Unidos, cuenta con representación en su mesa con países que van desde Europa hasta Australia. Este fue el punto de partida para lo que hoy en día es la gran ventaja del BIM: compartir y permitir el intercambio de modelos.

Autodesk comenzó a utilizar el concepto BIM desde 2002 cuando compró la compañía texana *Revit Technology Corporation* por 133 millones de dólares, mientras que otros postulan que fue el profesor Charles M. Eastman, del *Georgia Tech Institute of Technology*, el primero en difundir el concepto de modelo de información de edificación, como un sinónimo de BIM, a inicios de los setenta en numerosos libros y artículos académicos.

Sin embargo, parece haber un consenso generalizado acerca de que Jerry Laiserin fue quien lo popularizó como un término común para la representación digital de procesos de construcción, con el objetivo de intercambiar e interoperacionalizar información en formato digital. Esta capacidad hoy es ofrecida por diferentes proveedores tecnológicos como: Bocad, Tekla, Nemetschek, Sigma Design, Autodesk, StruCad de AceCad Software, Bentley Systems, AVEVA Solutions, Graphisoft, ACCA software, sds por Design Data (líder en ingeniería de detalle), CADDetails, Dlubal Software, entre otros.

Por otra parte, el concepto de BIM, en el área de la arquitectura y la construcción, presenta varias opciones en cuanto a plataformas y software para su implementación. En 1978 se presentó la primera versión de SigmaGraphics, desarrollado por *Sigma Design International*, de Alexandria, Louisiana, el cual posteriormente se denominó ARRIS CAD en el año de 1984: un entorno completamente dedicado a la arquitectura y la construcción. Este software originalmente fue desarrollado para entornos multitarea tales como UNIX/XENIX y actualmente trabaja bajo sistemas operativos de Windows.

La historia del BIM en España se puede explicar en los siguientes marcos temporales:

2012 - La asociación española de certificación AENOR es el único órgano de certificación español que desarrolla normas técnicas y protocolos elegido por el Ministerio de Fomento para representar España en Europa.

AENOR en 2012 contribuye a la creación de un subcomité responsable de la elaboración de las normas AEN/CTN 41/SC13, es decir, normas relacionadas con las obras civiles, conocido como «*Organización de modelos de información relativos a la edificación y la obra civil*». A este comité, recientemente, también se han asignado las competencias relacionadas con las metodologías BIM.

2014 - Nace formalmente el cápitulo español de la asociación internacional buildingSMART, aunque prácticas de utilización puntual de procesos BIM ya se iniciaron en 2009.

El entonces Ministerio de Fomento crea una mesa de discusión público-privada para el desarrollo del BIM en España en relación con las directivas europeas n. 24/2014.

2015 - Se celebra en Barcelona el congreso EUBIM-España en el que varias instituciones catalanas hacen un balance de la situación y proponen iniciativas para promover la implementación del BIM en el país.

2017 - Cataluña adopta los estándares IFC para la implementación de los procesos BIM en todas las fases del proceso de construcción. Además, se publica un programa con los objetivos a alcanzar.

2018/2019 - El programa español **2018/2019** sobre el BIM se basa en tres etapas principales:

- **12/03/2018**: Adopción recomendada de BIM en licitaciones públicas.
- **12/12/2018**: Adopción obligatoria del BIM en licitaciones públicas.
- **26/07/2019:** Adopción obligatoria del BIM en todas las obras públicas e infraestructuras.

2.2.3- Nivel de detalle y de información en BIM

Cualquier proyecto BIM prevé una estrategia de modelado concebida según los objetivos acordados previamente con el cliente. Esto no se traduce en la necesidad de gestionar todos los espacios del proyecto de construcción con el mínimo detalle. Al contrario, en el corazón de la estrategia, se sitúa la voluntad de decir que aspectos se quieren modelar. Después de haber decidido que aspectos del modelado se quieren desarrollar, se decidirá el nivel de detalle geométrico.

La calidad de un modelo se determina por el **LOD** del proyecto. LOD puede designar dos conceptos distintos, que en algunas situaciones llegan a coincidir: el nivel de desarrollo (L*evel of Development*) y el nivel de detalle (*Level of Detail*).

Nivel de desarrollo: El nivel de desarrollo de un modelo BIM se refiere a la cantidad de información relevante para el desarrollo concreto del proyecto y necesaria para tomar decisiones tangibles.

Nivel de detalle: El nivel de detalle designa toda la cantidad de información que contiene el elemento BIM. Si toda esta información es relevante para la materialización del proyecto de construcción, los dos conceptos llegan a coincidir.

Los niveles básicos de desarrollo LOD son los siguientes:

LOD 100: La información contenida en el objeto es puramente visual, 20% de información, en lo que se refiere a su apariencia física. El objeto en cuestión no contiene ninguna información adicional.

LOD 200: Diseño desarrollado o esquemático, 40% información. Es el nivel en el que se define geométricamente el elemento, determinando sus necesidades espaciales dentro del modelo.LOD 300: Este tipo de objeto ya contiene el 60% de información. Además de sus dimensiones geométricas, el objeto en cuestión posee una función determinada. Es el nivel en el que se define gráficamente el elemento, especificando de forma precisa cantidades, tamaño, forma y/o ubicación respecto al conjunto del proyecto.

LOD 400: Construcción, 80% información. Al elemento se le añaden datos específicos como fabricante, número de serie, coste, etc. Se incluye la detección de colisiones con otros elementos.

LOD 500: Coincide con el objeto real y, por tanto, contiene toda la información funcional necesaria para su desarrollo, incluyendo la información de los niveles anteriores. El elemento objeto está definido geométricamente en detalle, así como su posición.

Además de los niveles de desarrollo, también nos encontramos con otra clasificación que son los niveles de madurez de BIM. Este concepto se refiere al nivel de implantación de la metodología y de colaboración “Metodología de análisis estructural en entorno BIM”, dentro de un proyecto BIM. Con este criterio, se establece una escala de cuatro niveles progresivos, la cual fue definida inicialmente por Mervyn Richards y Mark Bew, que lo sintetizaron en esta imagen.

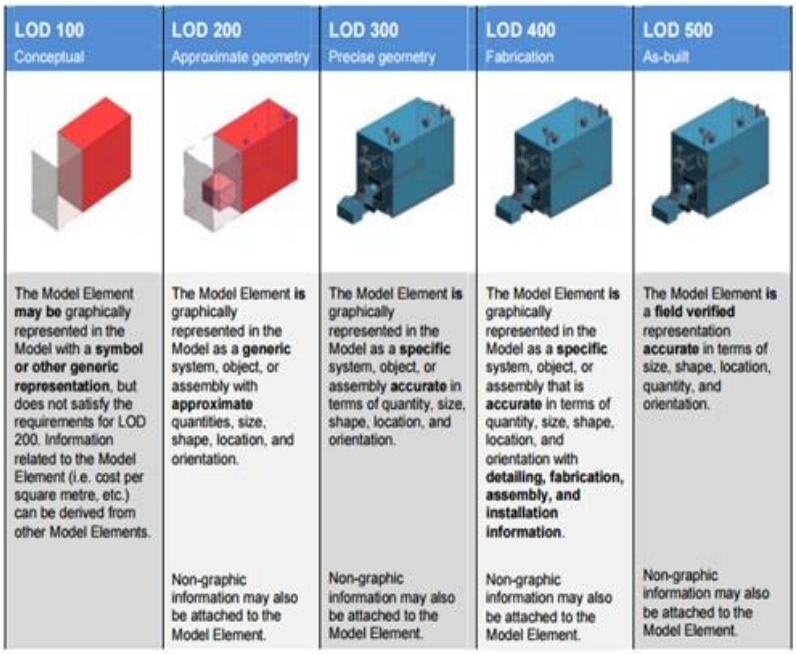


Figura 11. Niveles de Desarrollo LOD.

BIM Nivel 0 (colaboración baja): Es el paso más simple del proceso de generación de datos. Prácticamente no comprende ningún nivel de cooperación.

En esta fase, la producción y el intercambio de los datos se llevan a cabo con la ayuda de documentos electrónicos en papel no interoperables. Los dibujos CAD son utilizados durante el Nivel 0, pero no hay intercambio de los modelos de datos generados.

Actualmente la mayoría de los técnicos están en el Nivel 0 del BIM, es decir que intercambian archivos diferentes e información en papel que no pueden interactuar entre sí, incluso utilizando un software BIM orientado.

BIM Nivel 1 (colaboración parcial): Cada vez más estudios y empresas están "trasladando" su proprio trabajo a este nivel. En este caso se utiliza un *Common Data Environment* (CDE).

Un CDE es un archivo (*repository*) compartido online en el cual se recogen y gestionan todos los datos necesarios para el proyecto. En pocas palabras, el Nivel 1 del BIM se concentra en la transición de datos CAD a 2D y 3D.

BIM Nivel 2 (colaboración completa): El interés principal en este nivel es el modo en el cual los datos son compartidos entre los participantes al proyecto.

En este nivel se introducen dos nuevas dimensiones relacionadas a la gestión del proyecto: el 4D, ligado a la gestión del tiempo, y el 5D, relacionado al cálculo del presupuesto. La norma internacional PAS 1192 indica las condiciones necesarias para que un proyecto alcance el Nivel 2 BIM.

Estamos hablando de un modelo de colaboración plena entre todas las partes del proyecto. De este modo, los participantes al proyecto pueden tener una panorámica de todos los datos disponibles y modificarlos. Gracias a esto, son capaces de producir juntos un modelo BIM unificado.

Finalmente, el software CAD que utiliza cada parte debe tener la capacidad de exportar tipos de archivos comunes (ej. archivos IFC , archivos COBie, etc.).

En conclusión, podemos decir que los componentes del equipo trabajan de forma coordinada, cada uno sobre su propio modelo 3D con el fin de llegar a un modelo federado que mantenga las características específicas de cada disciplina del diseño.

BIM Nivel 3 (integración completa): BIM Nivel 3 es la meta final en el sector de la construcción.

Su objetivo principal es el alcance de la plena integración (iBIM) de los datos en un ambiente cloud. Esto se obtiene mediante el uso de un modelo compartido común. El modelo será accesible a todos aquellos que tengan que ver con el proyecto. Por otra parte, los agentes que trabajan en el proyecto podrán modificarlos y/o agregar sus propios datos.

Por ende, el Nivel 3 representa el tope del método; un único modelo sobre el cual trabajar que se nutre de un contenedor, el archivo IFC. Este archivo será el objeto a compartir y conservar en un cloud, así las figuras involucradas en el proyecto pueden acceder a los mismos datos. El equipo de proyecto en tiempo real verifica los efectos de cada acción sobre el modelo.

Aún estamos lejos de esto, y la mayoría de los mercados AEC en todo el mundo se concentran firmemente en el soporte, la formación y la instrucción necesaria para alcanzar el Nivel 2.

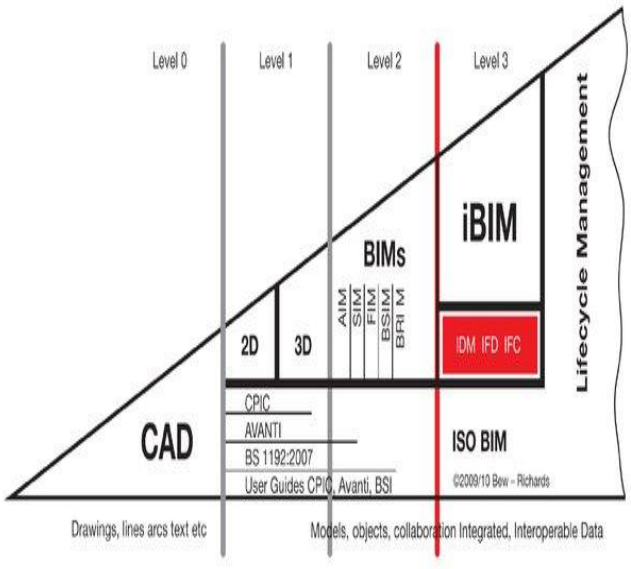


Figura 12. Niveles de desarrollo BIM.

2.2.4.- Ventajas e inconvenientes del BIM

La implementación de BIM en los proyectos constructivos es todo un reto, pero una vez adoptada, la metodología BIM aporta múltiples beneficios, especialmente en el ámbito de la productividad. BIM facilita la creación de visualizaciones, secciones y alzados libremente, y ayuda a incorporar esta información más adelante en el proceso de construcción y de mantenimiento de las edificaciones, infraestructuras e instalaciones.

Las principales ventajas de la aplicación de BIM ya han sido mencionadas con anterioridad, por lo que a continuación referiremos los inconvenientes que tiene su aplicación.

Los problemas en la aplicación práctica de BIM no se refieren en general a la capacidad de la metodología ni del software BIM, sino a la implementación efectiva dentro de los sistemas existentes y a la formación y equipamiento de los equipos con las habilidades necesarias para aprovechar sus muchas ventajas.

A continuación, se enumeran algunos de los problemas más habituales a los que se enfrentan las organizaciones a la hora de implementar BIM. Tenerlos en cuenta antes de comenzar la implantación puede salvar el proyecto y mejorar enormemente los beneficios obtenidos.

Liderazgo débil: Cuando una empresa, o mejor dicho, un directivo, pide implantar BIM sin entender lo que eso significa, únicamente porque ha oído que es el futuro o qué es lo que está “de moda”, no suele terminar bien.

Este es el desafío más importante al que se enfrentan los proyectos de implementación de BIM. A pesar de que las empresas están bien informadas sobre los beneficios generales de esta nueva forma de manejar el negocio de la construcción, los clientes no terminan de comprender el alcance real ni las implicaciones de la metodología en la forma de trabajar de las empresas.

Alto coste de la implantación: El mayor problema que puede surgir en cualquier organización empresarial es el alto coste de la implementación de BIM. No hablamos tanto del coste de equipos y tecnología, como de gastos menos tangibles pero muy importantes.

Al implantar BIM hay que tener en cuenta que todos los elementos de las operaciones empresariales, desde las aplicaciones de cumplimiento de normas hasta la especificación de los componentes del proveedor, deben racionalizarse e integrarse en un solo sistema.

En empresas grandes y medianas puede ser más sencillo alinear sus equipos con BIM, ya que tienen equipos amplios que pueden adaptar adecuadamente. En empresas más pequeñas es más difícil comprometer a todo un equipo con el proyecto BIM en un momento o incluso durante un período de tiempo.

Resistencia al cambio: La mayoría de los empleados están acostumbrados a trabajar con herramientas tradicionales que conocen y dominan a la perfección. Existen muchas barreras que impiden a los participantes del proyecto utilizar la última tecnología y el BIM. Las barreras incluyen miedo al fracaso, salida de la zona de confort, tiempo para aprender a utilizar el software y, en muchos casos, falta de apoyo de sus responsables y de la dirección de la empresa.

Falta de colaboración: La obtención de los máximos beneficios de la tecnología BIM está directamente relacionada con la capacidad de maximizar la colaboración de todos los integrantes en el proyecto. No importa quién sea el líder, el hecho de que todos los participantes claves estén involucrados ofrece la mayor parte de los beneficios para todo el equipo.

Indefinición: Como hemos comentado, la correcta implantación de BIM en las organizaciones para obtener el máximo beneficio es un proceso complejo que requiere la participación de muchos actores. Por ello, es fundamental un trabajo adecuado de planificación y definición de las diferentes actividades.

Es necesario incorporar BIM en su justa medida para los objetivos de la empresa, sin quedarnos cortos, lo que impediría obtener los beneficios esperados; ni en exceso, produciendo más BIM que el que los usuarios pueden manejar, lo que supone un desperdicio evidente.

Convivencia con sistemas no BIM: El uso de sistemas BIM y no-BIM que funcionan dentro de la misma oficina plantean un problema de dotación de personal. Con una sola plataforma de software como CAD, cualquier miembro del personal está disponible para trabajar en un proyecto relevante. Sin embargo, en la aplicación de BIM, sólo se dispondría de un pequeño grupo de miembros del equipo.

Los proyectos piloto de BIM o de formación en BIM deben seleccionarse cuidadosamente según el tamaño, el calendario y la disponibilidad de los miembros del equipo. Esta división de los miembros del equipo podría costar a la organización la eficiencia del equipo y el tiempo facturable.

2.2.5.- Situación BIM

La evolución del uso de la tecnología BIM en el proceso de diseño de una construcción viene siguiendo una curva exponencial durante los últimos años. La importante presencia que está comenzando a tener esta metodología del diseño en diferentes países como Estados Unidos y Canadá en América, y países del centro y occidente de Europa, está comenzado a rivalizar con las más clásicas.

Un estudio realizado por Cambashi Insights7 muestra como el crecimiento de las inversiones relacionadas con el cambio hacia esta forma de trabajar crece de forma clara en todo el mundo. Los países con mayores inversiones en esta tecnología, a fecha de 2016, son Australia, Holanda y Suiza.

En España, el uso de BIM comienza a partir de 2010, cuando las grandes empresas del sector (constructoras e ingenierías) deben utilizarlo en grandes proyectos internacionales, especialmente en países de Oriente Medio, Estados Unidos y norte de Europa.

Al igual que ocurre en otros países de la Unión Europea, a raíz de la Directiva de Contratación Pública y de la aparición de estrategias gubernamentales para la implementación de BIM, es cuando los principales actores nacionales comienzan una serie de iniciativas que promueven la implementación de la metodología. En la actualidad, BIM se ha convertido en una realidad y son varios los indicadores que reflejan el creciente uso de dicha metodología:

- Licitaciones públicas con requisitos BIM.
- Normas y guías BIM.
- Oferta formativa relacionada con BIM, tanto de procesos como de uso de herramientas.
- Ofertas de empleo para profesionales con capacidades BIM.
- Congresos y publicaciones de referencia.

Organismos públicos: A nivel nacional, el Ministerio de Fomento, en 2015, constituye la Comisión esBIM, participada por representantes de organizaciones públicas y privadas. Ésta promueve el uso de BIM a través de la publicación de una serie de guías y de documentos divulgativos.

Durante este periodo, se publica la Ley de Contratos del Sector Público, que, como se verá posteriormente, introduce la posibilidad de que los organismos públicos requieran el uso de BIM en proyectos y obras, aunque no de forma obligatoria.

A nivel regional, cabe destacar las iniciativas puestas en marcha en Cataluña, lideradas por el Govern de la Generalitat. El gobierno pone en marcha un mandato por el que BIM pasa a ser obligatorio desde el 11 de junio de 2019 en proyectos y obras de cierto tamaño.

El sector de la Construcción: El sector privado considera, en general, que BIM es una oportunidad de transformación y digitalización. Pero al mismo tiempo, es consciente de las barreras que supone su implementación, en cuanto a la inversión tecnológica, a la formación de los profesionales y, principalmente, al cambio cultural que supone.

Por ello, desde el sector privado se promueve el desarrollo de normas, guías y manuales que faciliten el uso de BIM, así como se insta a las administraciones públicas que apoyen el reciclaje de los profesionales.

Tanto los colegios profesionales como las grandes asociaciones empresariales del sector promueven la realización de cursos formativos y jornada divulgativas. Además, muchos profesionales se agrupan en torno a los denominados Grupos de Usuarios BIM, en los que se comparten experiencias y buenas prácticas.

Por otro lado, el sector promueve el desarrollo de normas a través del Comité Técnico de Normalización sobre BIM UNE-CT41/SC13.

Un hito significativo en este sentido es la publicación de las normas UNE-EN ISO 19650 Partes 1 y 2: "Organización y Digitalización de la información en Obras de Edificación e Ingeniería Civil que utilizan BIM (Building Information Modeling). Gestión de la Información al Utilizar BIM". Estas normas de ámbito internacional definen los procesos de producción, gestión, uso y entrega de la información en un proyecto u obra en el que se utiliza BIM.

El desarrollo de esta tecnología viene acompañado, como no podía ser de otra forma, de una transformación en el modelo de diseño, presentación de proyectos y normativas que rigen la calidad y necesidades demandas por cada país:

- REINO UNIDO: El Reino Unido se presenta como uno de los países donde la metodología de diseño BIM han tenido un mayor crecimiento en los últimos años. El edificio se diseña considerando su ciclo de vida, considerando desde la etapa de diseño hasta las etapas de construcción, uso y mantenimiento. Toda esta información la organiza a través de tres niveles de diseño. Conforme más alto es el nivel de detalle, mayor cantidad de información está recogida en el modelo.
- FRANCIA: En Francia existe un plan para la implantación de la metodología BIM a través del Plan de Transición Digital en el Edificio (*Plan Transition Numérique dans le Bâtiment*). Este plan pretendía que se realizaran las primeras licitaciones de obra pública a través de proyectos realizados con tecnología BIM. Francia aprovecha también esta evolución para priorizar en la certificación energética A+ en las obras de nueva construcción, traduciéndose esto en una optimización de la estructura.
- ALEMANIA: A través del plan Planen Bauen 4.0 (Plan Construcción 4.0) se pretende la migración del sistema tradicional del diseño y planificación de obras públicas. Gracias al gran número de perfiles altamente cualificados que viven en el país germano, el período de transición hacia esta nueva metodología de diseño está considerándose rápida.

~ ESTADOS UNIDOS: Se trata de uno de los primeros países en implementar casi en su totalidad el diseño de una construcción con la tecnología BIM teniendo en cuenta todas las fases del proyecto. La primera iniciativa surgió en 1992, aunque no fue hasta el 2005 cuando se plasmó el primer documento con normas y estilos en la aplicación del BIM. A día de hoy, el número de empresas que implementa la tecnología BIM en los EEUU ronda el 70%.

3

MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

ÍNDICE DE LA MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

3.1.- OBJETO DEL PROYECTO 26
3.2.- INFORMACIÓN PREVIA 26
3.3.- EMPLAZAMIENTO 27
3.4.- CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA 27
3.5.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA 28
3.6.- ESTUDIOS SÍSMICOS 29
3.7.- CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA 29
3.8.- DESCRIPCIÓN Y JUSTIFICACIÓN DE LA OBRA 29
3.9.- PLANIFICACIÓN DE LA OBRA 31
3.10.- JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS 31
3.11.- ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD 31
3.12.- PLANOS 31
3.13.- PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES (PPTP) 32
3.14.- PRESUPUESTO Y MEDICIONES 32
3.15.- CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA 32

3.- MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

3.1.- OBJETO DEL PROYECTO

El presente Proyecto Constructivo tiene por objeto la descripción de las obras de ingeniería civil de la futura nave industrial.

En este documento en concreto, se describen las obras relacionadas con: Diseño conceptual del edificio, cálculo de estructuras y definición de envolvente y particiones.

3.2.- INFORMACIÓN PREVIA

Este proyecto forma parte del encargo recibido por parte de la Universidad de Cantabria para optar al título de Ingeniero Mecánico mediante la redacción del proyecto: “Diseño estructural y de la envolvente de nave industrial con puente grúa en la localidad de Orejo”. A Partir de este momento, nos referiremos al proyecto como “Nave industrial en Orejo”.

El proyecto ha sido realizado bajo la tutela de Ignacio Lombillo Vozmediano, Yosbel Boffill Orama y Haydee Blanco Wong, profesores del área de edificación de la Universidad de Cantabria.

El presente proyecto está situado en el municipio de Orejo (Cantabria), en el polígono industrial que está actualmente en construcción. Ocupará una parcela que se encuentra vacía en el momento de la redacción del proyecto. No presenta ninguna infraestructura en la parcela, encontrándose cubierta de hierba y maleza. En la Figura 13 puede apreciarse una vista aérea de la ubicación de la parcela. Puede ampliarse la citada información en los Planos 01, 02 y 03.



Figura 13. Vista aérea de la parcela.

Cabe señalar que la parcela a utilizar tiene un desnivel importante. Está dividida en dos partes que son prácticamente llanas pero que presentan un desnivel importante entre ambas (desnivel aproximado de 1,5 metros). Además, la calle a la que da la parcela tiene una pendiente importante, por lo que solo podremos disponer de una única entrada para que los camiones puedan acceder sin problema.

La nave a ejecutar se trata de una instalación cuya finalidad es la fabricación de perfilería metálica para la sujeción de paneles de fibro-yeso. Los paneles se producirán en una fábrica cercana.

Es importante destacar que en dicho proyecto no se detallan especificaciones en cuanto a las instalaciones (eléctricas, calefacción, fontanería y saneamiento), siendo estas objeto de un proyecto independiente realizado por un técnico especialista.

3.3.- EMPLAZAMIENTO

Las obras que se proyectan en este documento se ubican en la localidad de Orejo, en el término municipal de Marina de Cudeyo, Cantabria. Dicho municipio cuenta con una población de 5118 habitantes y una superficie de 28,37 km^2. La parcela de estudio se encuentra próxima a la autovía S-10 y a la empresa Tubacex, y delimitada por: c/ Bo. La Estación y por 2 parcelas colindantes. Las coordenadas de esta ubicación son 43.4083333º de latitud Norte y -3.7441667° de longitud Oeste (43°24′30″N, 3°44′39″O).

3.4.- CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

La redacción de este proyecto ha sido posible gracias a la existencia de una cartografía adecuada, tanto en lo referente a escalas generales como a los detalles más pequeños. Para la zona de Santander (cercana a la ubicación de nuestra nave) se dispone la siguiente cartografía:

- Mapa topográfico nacional a escala 1/50.000.
- Cartografía regional a escala 1/5.000.

Dicha cartografía ha sido utilizada durante el diseño y la realización del proyecto. La de mayor escala fue empleada durante las fases iniciales, fase de encaje de la estructura sobre el terreno; mientras que la de menor escala se empleó en las etapas más avanzadas del proyecto, donde se requiere un mayor nivel de detalle a la hora de determinar el tipo de estructura y sus características en cada situación concreta.

A modo de ejemplo la Figura 14 ilustra una de las cartografías empleadas. Estas pueden ser consultadas en el plano 01.



Figura 14. Atlas geotécnico de la bahía de Santander.

3.5.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Dado que el proyecto que nos ocupa es de carácter educativo, no se dispone de medios para la realización de un estudio geotécnico del terreno, investigación que sería imprescindible a la hora de realizar cualquier ejecución.

Dicho esto, los datos geológicos y geotécnicos utilizados para la redacción del presente proyecto han sido obtenidos del Atlas Geotécnico de la Bahía de Santander y de un estudio realizado en la zona donde se encuentra nuestra nave. Se tratarán estos aspectos con mayor profundidad en el apartado 5.1 (Geotecnia) del Anexo de cálculos.

3.6.- ESTUDIOS SÍSMICOS

Las normas de construcción sismorresistente actualmente vigentes son: Parte General y Edificación aprobada por el Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre, Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación b(NCSE-02), aprobada por RD 997/2002 de 27 de Septiembre, publicada en el BOE de 11 de Octubre de 2002.

A este respecto, se especifica que no es necesario tener en cuenta los efectos sísmicos para la elaboración del proyecto.

3.7.- CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA

La zona de estudio está situada muy próxima a la costa, por lo que el clima está termorregulado y existirán brumas marinas. Nos encontramos frente a un clima atlántico húmedo, que es el clima propio del norte de España y recibe la influencia de los vientos dominantes del oeste que traen masas de aire húmedas, ya sean estas polares o tropicales.

En este sentido, es necesario destacar la presencia de temporales, debidos a ciclogénesis explosivas que generan fuertes rachas de viento y elevadas precipitaciones, superando los 1000 mm anuales. Se dispone de una información más detallada en el apartado 5.2 (Climatología) del Anexo de cálculos.

3.8.- DESCRIPCIÓN Y JUSTIFICACIÓN DE LA OBRA

En el presente estudio se desarrollan, a nivel de proyecto de edificación, las obras que se llevarán a cabo según la siguiente normativa:

- Hormigón: EHE 08.
- Aceros conformados: CTE DB SE-A.
- Aceros laminados: CTE DB SE-A.
- Cimentación: CTE DB SE-C.

En este sentido, cabe referir que las normativas para las estructuras de acero y hormigón han sido unificada en un único código. El 29 de junio de 2021 se aprobó el Real Decreto 470/2021 por el que se aprobó el Código Estructural, reglamentación que regula las estructuras de hormigón, de acero y mixtas de hormigón-acero, tanto de edificación como de obra civil, y que sustituye a la anterior Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (aprobada por el Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio) y la Instrucción de Acero Estructural EAE (aprobada por el Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo).

A la hora de tomar una decisión sobre la solución final de la nave, se han tenido en cuenta una serie de factores, dígase:

- Cercanía a vías de comunicación.
- Disponibilidad de espacio suficiente.
- Facilidad para la movilidad de los camiones.
- Cercanía a fábrica que produce los paneles.

Previo a la selección de la parcela elegida para la ejecución del proyecto de la nave, se estudiaron otras dos (2) opciones las cuales fueron descartadas.

A pesar de que se ajustaban al tamaño de la nave y eran más sencillas de trabajar (debido a que casi no presentaban pendientes, ni ningún otro tipo de impedimentos), su tamaño no era suficiente para proporcionar un movimiento adecuado a los camiones que debían frecuentar la instalación para desarrollar la actividad planteada. Por esta razón, se optó por la parcela antes descrita a pesar de presentar un desnivel pronunciado que conlleva a un incremento del coste y dificulta su construcción.

El diseño propuesto trata de una nave con un puente grúa capaz de levantar hasta 10 toneladas. Además, posee una zona de oficinas, unos vestuarios y un pequeño almacén en el interior de la propia instalación. La nave está delimitada por tres calzadas y una parcela colindante. Una de las calzadas es inaccesible debido al gran desnivel que presenta el terreno en esa zona. De las restantes, una es una avenida principal que será la que permita el acceso a nuestra nave, la cual albergará la entrada y salida de camiones y también de vehículos; mientras que a través de la otra se realizará la comunicación con la zona de aparcamiento de la nave, esta calle presenta un desnivel respecto al de nuestra parcela. De esta manera se libera la entrada principal para el tránsito de camiones.

Asimismo, destacar que la nave cuenta con dos grandes puertas para camiones situadas en ambos extremos de la instalación, una cerca de la zona de oficinas y la otra en el extremo opuesto. Una servirá como zona de descarga de la materia prima en el interior del recinto, y la otra se utilizará como zona de carga del producto acabado.

3.9.- PLANIFICACIÓN DE LA OBRA

Atendiendo a las características de la obra, su entidad y de los estudios, se incluye una planificación de las mismas.

En el capítulo 7 (Pliego de prescripciones técnicas particulares) del presente proyecto se detalla el plan de obra en el que se expresan las actividades a desarrollar.

3.10.- JUSTIFICACIÓN DE PRECIOS

En el capítulo 8 (Mediciones y presupuestos) del presente proyecto se calculan los precios relativos a la mano de obra, maquinaria y materiales.

Para dichos cálculos se han tenido en cuenta las actuales bases de cotización al régimen de la Seguridad Social, la legislación laboral vigente y “la base de precios de la construcción de Cantabria 2021-2022”.

3.11.- ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD

En el R.D. 1627/1997, de 24 de octubre, se establece la obligatoriedad de la inclusión de un estudio de Seguridad y Salud en los proyectos de obras en que se den alguno de los supuestos siguientes (Artículo 4.1):

- Que el presupuesto de ejecución por Contrata incluido en el proyecto sea igual o superior a 450.759,08 €.
- Que la duración estimada sea superior a 30 días laborales, empleándose en algún momento a más de 20 trabajadores simultáneamente.
- Que el volumen de mano de obra estimada, entendiendo por tal la suma de los días de trabajo del total de los trabajadores de la obra, sea superior a 500.
- Las obras de túneles, galerías, conducciones subterráneas y presas.

Dado el cumplimiento de al menos tres de los cuatro supuestos se procede a la formalización del Estudio en el apartado 5.10 (Seguridad y Salud) del Anexo de cálculos.

3.12.- PLANOS

En el capítulo 6 (Planos) del presente proyecto se recogen todos los planos que definen las obras contenidas, así como los detalles constructivos requeridos para llevar a cabo la obra.

3.13.- PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES (PPTP)

En el capítulo 7 (Pliego de prescripciones técnicas particulares) del presente proyecto se redacta el PPTP donde se recogen las unidades de obra que conforman la obra.

En la descripción de cada unidad de obra, se detallan las condiciones que ha de cumplir el control de calidad, la forma de ejecución en obra, así como la medición y forma de abonar dichas unidades de obra.

3.14.- PRESUPUESTO Y MEDICIONES

El capítulo 8 (Mediciones y presupuestos) de este proyecto se recogen los correspondientes capítulos que definen el presupuesto de ejecución.

Consta de los correspondientes presupuestos parciales, obtenidos mediante la aplicación a la medición de cada una de las unidades de obra su correspondiente precio extraído del cuadro de precios.

Se incluyen las mediciones de las unidades que componen el presente proyecto, agrupadas correctamente en correspondencia con los presupuestos parciales.

Dichos presupuestos parciales, junto a la partida de seguridad y salud, proporcionan el presupuesto de ejecución material que asciende a la cifra de 1.662.821,56 €.

El presupuesto base de licitación se obtiene añadiendo al presupuesto de ejecución material un 13% en concepto de gastos generales y un 6% en concepto de beneficio industrial del contratista. Todo ello incrementado en un 21% por el IVA proporciona un presupuesto base de licitación de 2.394.296,76€.

3.15.- CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA

La clasificación del contratista que puede optar a la realización de la obra se realiza en cumplimento del REAL DECRETO LEGISLATIVO 3/2011, de 14 de noviembre, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Contratos del Sector Público.

Teniendo en cuenta los presupuestos de ejecución material de cada clase de obra más importante, se ha llegado a la conclusión de que la clasificación que debe cumplir el contratista es:

- Grupo C) Edificaciones:

  - Subgrupo 2 Estructuras de hormigón

    - Categoría b)

- Grupo C) Edificaciones:

  - Subgrupo 3 Estructuras metálicas

    - Categoría c)

4

MEMORIA CONSTRUCTIVA DEL PROYECTO

ÍNDICE DE LA MEMORIA CONSTRUCTIVA DEL PROYECTO

4.1.- BASES DE CÁLCULO 36
4.2.- ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS 36
4.3.- CIMENTACIÓN 36
4.4.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA 38
4.5.- MÉTODOS DE CÁLCULO 43
4.6.- SISTEMA ENVOLVENTE 43
4.6.1.- Cubierta 43
4.6.2.- Fachadas 44

4.- MEMORIA CONSTRUCTIVA DEL PROYECTO

4.1.- BASES DE CÁLCULO

El método de cálculo empleado para el desarrollo del proyecto está basado en la verificación de los Estados Límite, últimos y de servicio, en el que se pretende limitar que el efecto de las acciones exteriores ponderadas por unos coeficientes, sea inferior a la respuesta de la estructura, minorando las resistencias de los materiales.

Para cada verificación se analiza la estructura para la combinación de acciones más desfavorables.

4.2.- ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS

En base a la información obtenida del Atlas Geotécnico de la Bahía de Santander y la información adquirida del Proyecto Singular de Interés Regional (PSIR) de la zona de Marina-Medio Cudeyo, nos encontramos en una zona en la que tenemos principalmente arcillas y donde también pueden aparecer algunas zonas de rellenos antrópicos que complican la ejecución al tener que ser retirados.

No obstante, se considera adecuado el empleo de una cimentación superficial directa (mediante zapatas), previa colocación de una capa granular uniforme para el reparto de las tensiones pico transmitidas por la cimentación.

En definitiva, nos encontramos en una zona donde será necesaria una campaña geotécnica basada en la realización de sondeos y la utilización de penetrómetros.

Por último, destacar que no será necesaria la ejecución de obras de drenaje, al contrario que los trabajos de mejora del terreno que si serán obligatorios (como no disponemos de los medios para realizar dichas operaciones, vamos a considerar los datos y la información obtenido en PSIR para nuestro Proyecto).

4.3.- CIMENTACIÓN

Se ejecutará una cimentación superficial directa, constituida por zapatas aisladas rectangulares y flexibles (ver Figura 15 y Figura 16). Las zapatas serán rectangulares debido a que deben soportar un momento elevado, ya que disponemos de un puente grúa que provoca, sumadas a las fuerzas del viento que nunca debemos despreciar. Para facilitar el

cálculo de las zapatas entre otros aspectos, se ha tomado la decisión de realizar zapatas flexibles, esto significa que el vuelo de la zapata debe ser mayor que dos veces su canto.

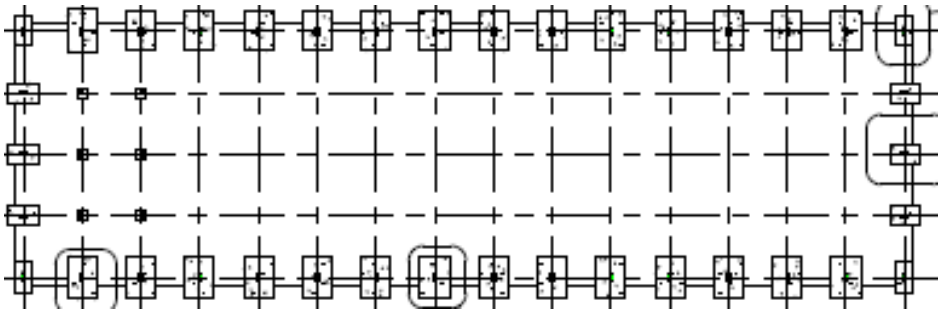


Figura 15. Vista en planta de la cimentación.

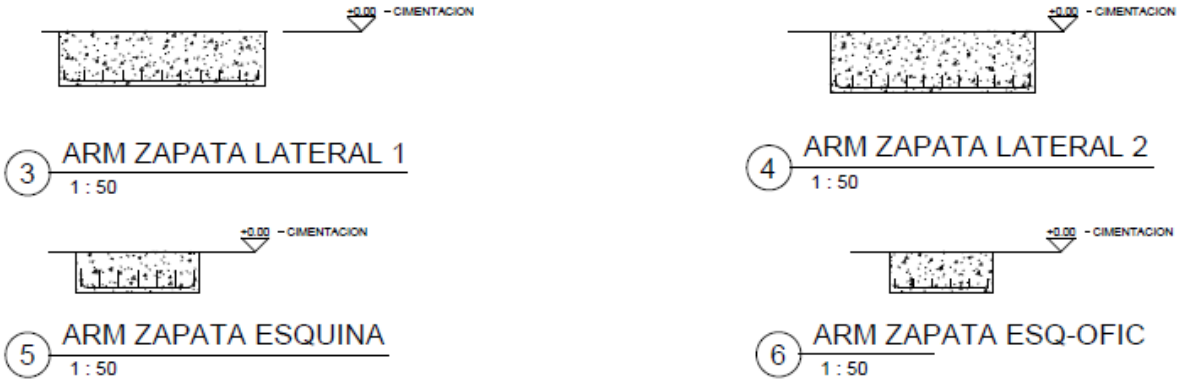


Figura 16. Detalle de cimentación.

Una vez realizada la excavación se colocará una capa de hormigón de limpieza con un espesor de 10 cm con el objetivo de nivelar la superficie sobre la que asentará la cimentación.

Por último, dispondremos entre los elementos de la cimentación (zapatas, forjado y pernos de anclaje) y la solera superior una capa de encachado que tendrá dos funciones primordiales:

- Por una parte, evitar la humedad por capilaridad. Si en el suelo donde vamos a ejecutar la solera existe humedad, si vertiésemos hormigón sin más, esta humedad se filtraría por la solera gracias a la capilaridad ascensional del agua.
- Actuar como colchón para la solera. La función será la de actuar como colchón que hará completamente independiente a nuestro suelo evitando que se transmitan a éste los movimientos que sufra el firme donde hemos construido.

Según el Código Estructural, y siguiendo las recomendaciones para el proyecto y construcción de pavimentos, se establece que sobre la solera va a realizarse una actividad de almacenamiento tanto de materia prima como de producto acabado y que se colocará sobre estanterías metálicas y otra zona de maquinaria industrial. En consecuencia, el elemento se proyecta como solera pesada.

Se decide de esta manera la construcción de una solera de hormigón armado para soportar correctamente el peso al que estará sometida. El espesor de la capa de solera será de 30 cm constante en toda la superficie. El hormigón a emplear será según lo dispuesto en el EHE-08 de tipo HA-30, siendo la resistencia característica del proyecto fck=30N/mm^2 . La armadura empleada en el hormigón armado, será una malla de 20 x 20 cm^2 de 5 mm de diámetro del tipo B 500 S.

El pavimento se ejecutará de manera continua con las correspondientes juntas de construcción, juntas de encuentro con elementos estructurales y juntas de contracción.

Se llevará a cabo un tratamiento superficial a la solera con el objetivo de que el suelo sea antirresbaladizo (Coeficiente de resistencia el deslizamiento >40) y amortiguador de golpes.

4.4.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La nave industrial con puente grúa tiene unas dimensiones de 90 m de largo y 25 m de ancho. Corresponde a una estructura metálica conformada por pórticos a dos aguas, cuyos postes de fachada alcanzan los 7,5 m de altura, llegando hasta 8,8 m en la cumbrera. Por su parte, la planta superior, destinada a oficina, se encuentra a 3 m de la base de los pilares.

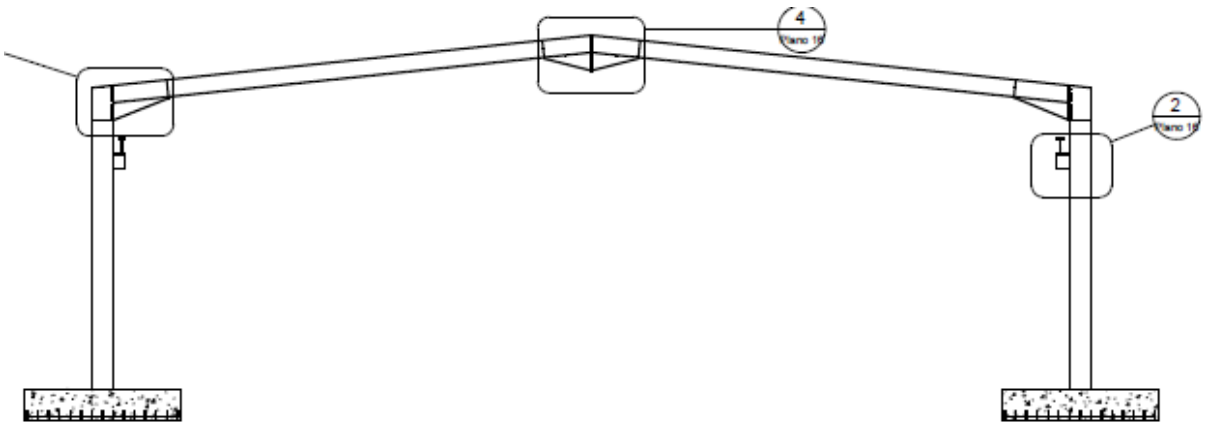


Figura 17. Pórtico tipo.

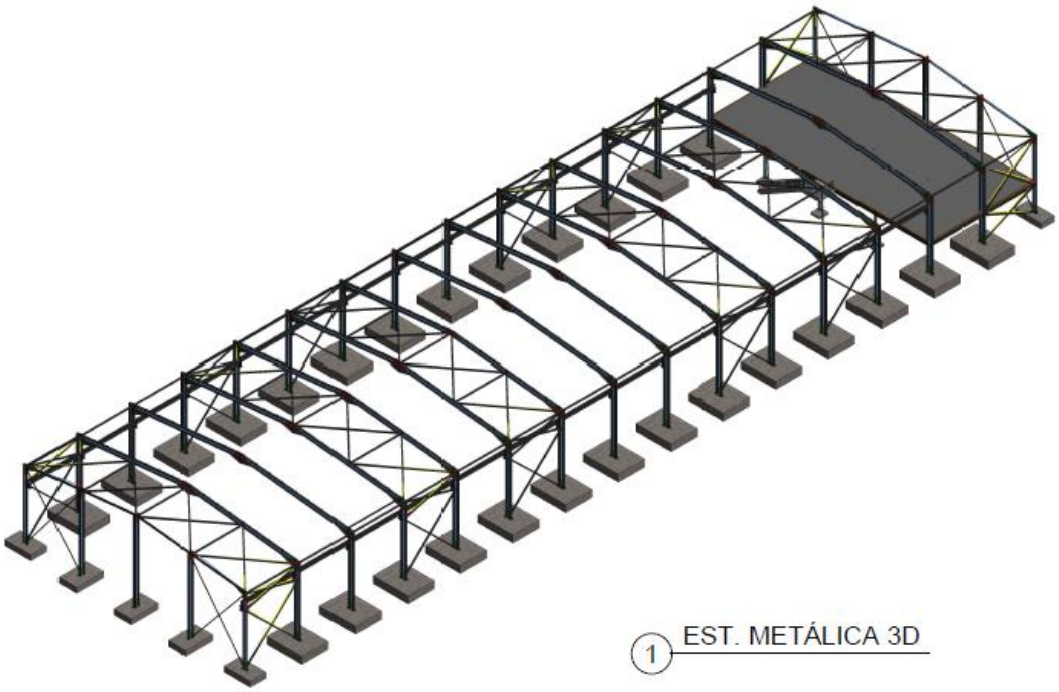


Figura 18. Estrcutura 3D.

La estructura portante está conformada por los siguientes elementos:

- 16 pórticos (a dos aguas) separados entre sí a 6 m, y formados por pilares IPE de diferentes dimensiones. Los postes de esquina serán perfiles IPE 360, los postes de las oficinas serán perfiles IPE 200 y los del resto de la nave serán perfiles IPE 500.
- Dinteles IPE. Los dinteles de fachada serán perfiles IPE 180, mientras que los del resto de la nave serán perfiles IPE 450.
- Perfiles TCAR y ROND para los diferentes arriostramientos.

Los pilares estarán empotrados en las zapatas de hormigón por medio de placas metálicas unidas a la cimentación mediante pernos de anclaje. Debido a su robustez, soportan muy bien las tensiones transmitidas y otorgan gran estabilidad.

La conformación de la cubierta está formada por perfiles IPE debido a que soportan mucho mejor los esfuerzos a flexión de forma que se optimiza la sección de acero utilizado. (ver Figura 18)

Sobre los dinteles se colocarán correas sobre las que se instalará la estructura de cubierta. Las correas, además de soportar el peso del material de cerramiento, se encargarán de arriostrar los pórticos fuera de su plano, es decir, en el sentido longitudinal de la nave. La correas seleccionadas para el proyecto fueron de tipo PFC-Canal de ala paralela, de dimensiones 125 x 65 x 15 mm.



Figura 19. Estructura con correas.

Adicionalmente, han sido consideradas en el diseño cruces de San Andrés formadas por perfiles TCAR y ROND, con el objetivo de arriostrar la estructura; es decir, rigidizar y estabilizar la estructura, impidiendo y/o limitando así los desplazamientos y deformaciones de la misma. Los elementos seleccionados fueron de tipo perfiles ROND para los arriostramientos de fachada y perfiles T-CAR para el resto de arriostramientos realizados en la nave.

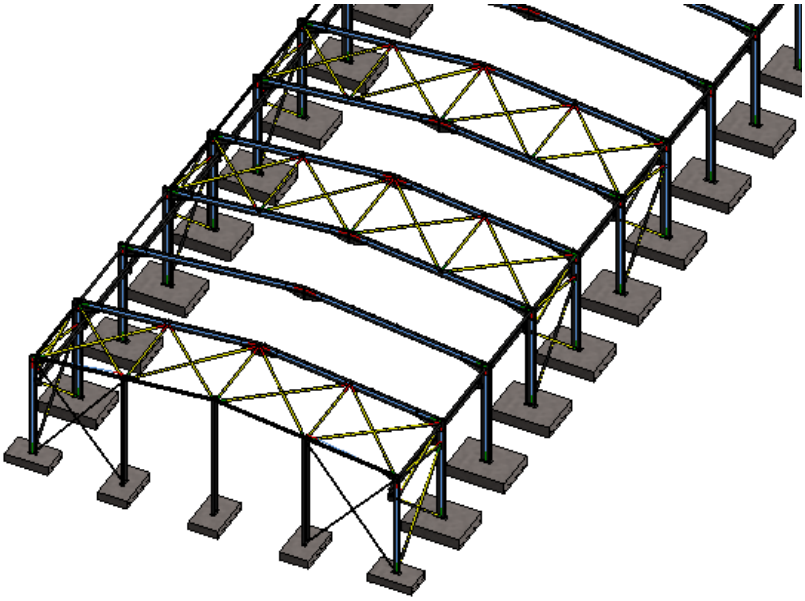


Figura 20. Arriostramientos.

Las uniones de los perfiles han sido resueltas mediante uniones tanto soldadas como atornilladas. Todos los nudos serán rígidos transmitiéndose todos los momentos generados en el pórtico debido a las cargas que afectan a la estructura.

Los pilares irán empotrados a la cimentación mediante las placas de anclaje que irán soldadas a los pilares y atornilladas a la cimentación mediante pernos de anclaje.

Las siguientes figuras ilustran los detalles correspondientes a las uniones referidas. Asimismo, los cálculos correspondientes a éstas se encuentran disponibles en el apartado 5.6 (cálculo de las uniones) del Anexo de cálculos, así como pueden consultarse algunos de los detalles en el Plano 17.

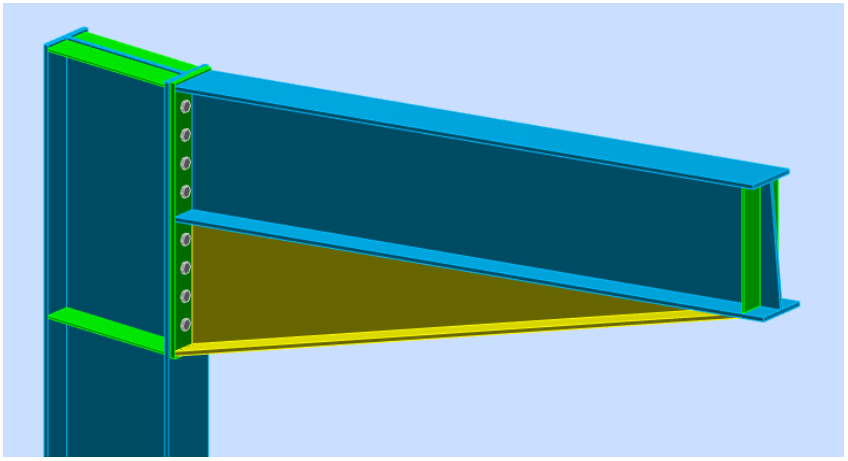


Figura 21. Unión Poste-Dintel.

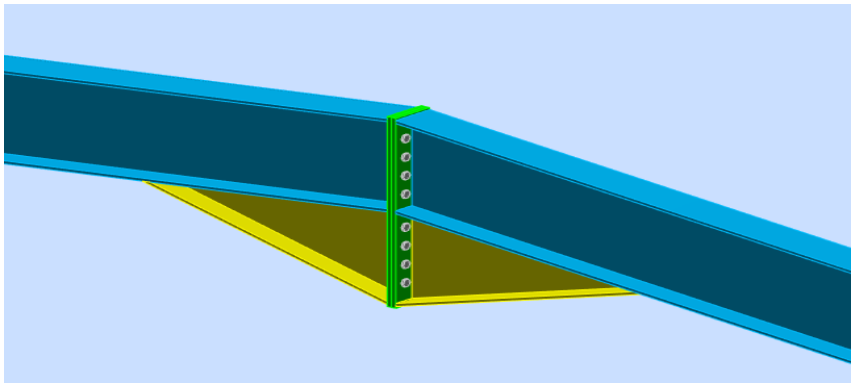


Figura 22. Unión Dintel-Dintel.

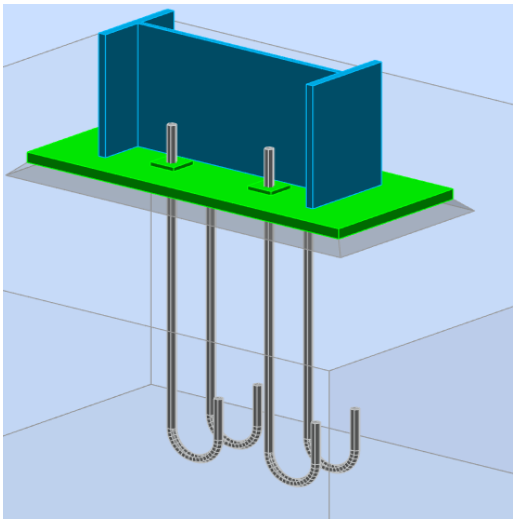


Figura 23. Unión Poste-Cimentación.

Como se ha indicado con anterioridad, la nave cuenta con una planta superior destinada al uso como oficina. Para ello, realizaremos un forjado de chapa colaborante de hormigón de 160 mm con chapa grecada de 50 mm, debido fundamentalmente a la rapidez de instalación y bajo costes, al no ser necesario apuntalamiento, y a su buena relación peso/resistencia. Dichas oficinas se ubicarán en un lateral de la nave ocupando el espacio entre los últimos 3 pórticos.

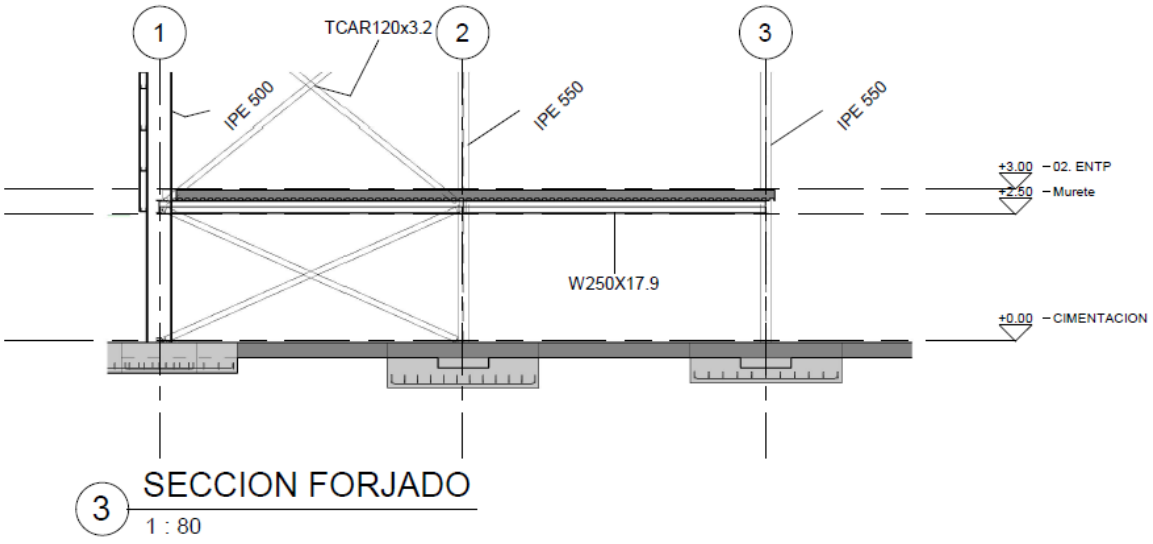


Figura 24. Forjado oficinas.

Los detalles referentes al cálculo de la estructura y las solicitaciones actuantes pueden ampliarse en los apartado 5.3 (Puente grúa), 5.4 (Acciones sobre la nave) y 5.7 (Cálculos de la estructura) del Anexo de cálculos.

4.5.- MÉTODOS DE CÁLCULO

La comprobación de los resultados se ha realizado con el programa de cálculo de estructuras ROBOT STRUCTURAL ANALYSYS. Se trata de una potente aplicación para el cálculo de estructuras de edificios, naves industriales y cualquier otro tipo de estructura resistente. Es un programa ágil y eficaz pensado para realizar el cálculo de estructuras en tres dimensiones de hormigón, de acero, mixtas de hormigón y acero, de aluminio, de madera, o de cualquier material; incluido el dimensionamiento de uniones y el de su cimentación con placas de anclaje, zapatas y encepados.

En todos los casos, los cálculos se han complementado con comprobaciones manuales que garantizan la correspondencia entre cálculo y realidad.

El estudio de las secciones se ha efectuado mediante los criterios de Estados Límite considerando:

- Estados Límite Últimos (E.L.U.), de las secciones, comprobando que las solicitaciones más desfavorables provocadas por las acciones mayoradas con las pertinentes minoraciones de la resistencia de los materiales, presenta valores inferiores a los esfuerzos de agotamiento de dichas secciones.
- Estados Límite de Servicio (E.L.S.), bajo las combinaciones de acciones más desfavorables con sus valores característicos comprobando que los estados de tensiones y deformaciones en todos los elementos de la estructura se encuentran en condiciones adecuadas, es decir, con valores inferiores a los límites expresados en las Normas correspondientes.

4.6.- SISTEMA ENVOLVENTE

Debido a la ubicación de nuestra nave, situada en una zona industrial en crecimiento, se ha pensado utilizar una envolvente del edificio que se integre lo mejor posible a su entorno, minimizando de esta manera el daño que pueda ocasionar y realizando un diseño acorde a las necesidades y al entorno.

4.6.1.- Cubierta

Dado que nuestra nave va a estar situada en una zona industrial en crecimiento se ha decidido que la mejor solución consistiría en la colocación de una cubierta a dos aguas. La solución elegida será el sistema de cubierta inclinada 6° de chapa metálica. Para facilitar la iluminación de la nave se dispondrá de paneles traslúcidos. La cubierta se sostendrá sobre correas que irán unidas a los distintos dinteles de la nave.

Dado que el material empleado será el mismo que en las fachadas, las características técnicas del elemento seleccionado serán recogidas en el apartado 4.7.2.

4.6.2.- Fachadas

La solución elegida para la fachada será la misma tanto para las frontales como para las laterales. Esta arrancará con un muro de ladrillo de 2,5 m de altura de color gris, seguido de paneles de chapa metálica que cubrirán el resto de espacio de la fachada.

Para los paneles tanto de fachada como de cubierta se han seleccionado láminas de acero R-101 (Figura 27. Lámina de acero.). Ésta es una lámina de acero de perfil acanalado de configuración trapezoidal fabricado en planta mediante una roladora estacionaria a partir de rollos de acero Ternium, diseñado para ser utilizado como cubierta de fijación expuesta. La lámina R-101 es la que con mayor asiduidad se emplea en el mercado dada su facilidad de instalación, capacidad estructural, poder cubriente y de desagüe. Cuenta además con canal antisifón.

El elemento seleccionado para este proyecto se utiliza, entre muchas otras cosas, para cubiertas y faldones de naves industriales que requieran buena capacidad estructural y de desagüe. Cuenta con las siguientes características (Figura 25).



Figura 25. Medidas perfil R-101.

El perfil acanalado R-101 es fácil de instalar y cuenta con amplia variedad de calibres, acabados, largos y tiene un excelente tiempo de vida útil.

Este es un sistema de fijación expuesta, el cual consiste en utilizar un tornillo con punta de taladro y el resto roscado, para barrenar el apoyo y conservar una excelente sujeción.

La fijación recomendada para cubierta sin aislante corresponde a un tornillo galvanizado cabeza hexagonal de 1/4″ x 1″ autotaladrante con arandela de neopreno (Figura 26).

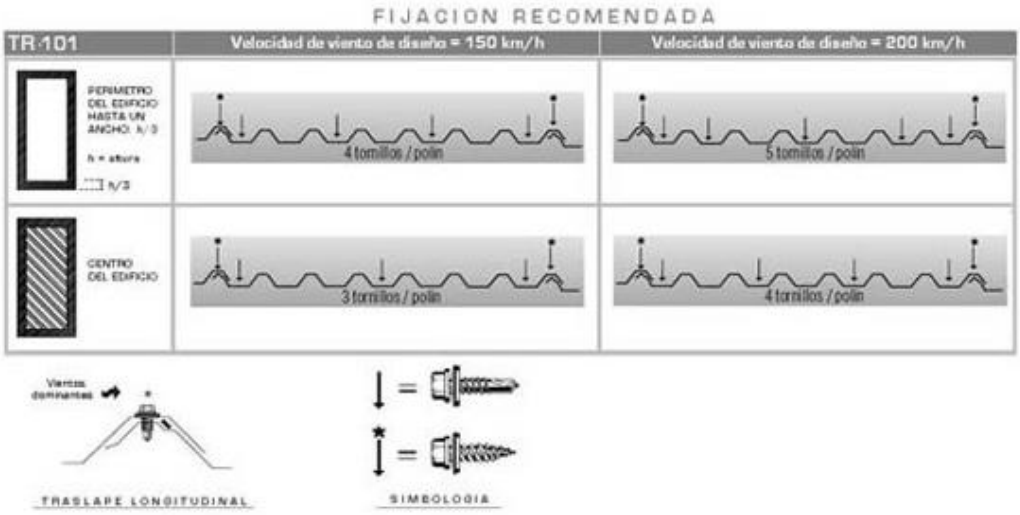


Figura 26. Fijación láminas.

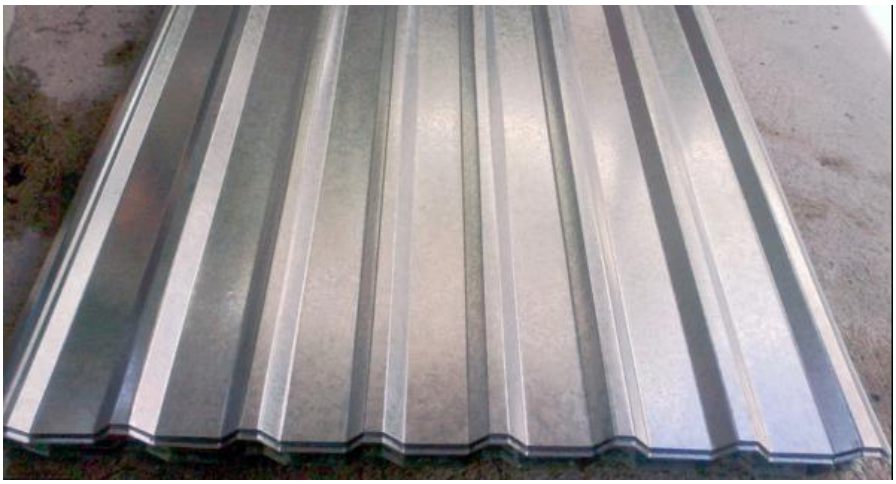


Figura 27. Lámina de acero.

Entre las principales aplicaciones de este tipo de sistema se encuentran: cubiertas de naves industriales, bodegas, y otras construcciones en general en donde se requiere mediana capacidad estructural y de desagüe.

A continuación, se recoge las principales características de la Ficha Técnica de la Lámina R 101.

La lámina R101 es un material de acero con forma trapezoidal diseñada para coberturas exteriores. Esto la hace ideal para su aplicación en muros y techos de todo tipo de construcciones por el bajo mantenimiento que necesita, así como la gran capacidad para permitir el flujo del agua y granizo evitando encharcamientos.

La lámina R101 se puede encontrar en colores Blanco Estándar y Blanco Ultra, en pedidos especiales de gran tonelaje también existe la opción de encontrarla en otros colores cómo: Arena Estándar, Azul Rey, Azul Militar Estándar, Silver Poly, Gris Humo y Rojo Janitzio.

Por otro lado, el rango de sus dimensiones indican que esta lámina se encuentra disponible en los calibres 20, 22, 24, 26 y 30. Para el mercado de la construcción pueden encontrarse largos mínimos de 2.44 m y máximos de 12 m. No obstante, se puede también confeccionar a medida.

En nuestro nuestro proyecto en particular, se necesitará un largo especial para los paneles de cubierta ya que son ligeramente superiores a los 12 m.

Además, referir que la lámina R-101 puede encontrarse con diferentes acabados que mejoran su desempeño y aseguran su durabilidad. Para nuestro proyecto se ha elegido el acabado galvanizado. En este proceso se aplica a la lámina un recubrimiento de zinc para prolongar la vida útil del acero y prevenir los efectos de la corrosión, la galvanización puede hacer que la lámina dure entre 50 y hasta 100 años antes de mostrar signos de deterioro. Este acabado mejora también su capacidad para reflejar el calor y le da al acero un acabado más estético.

5

ANEXO DE CÁLCULOS

ÍNDICE DEL ANEXO DE CÁLCULOS

5.1.- GEOTECNIA 50
5.2.- CLIMATOLOGÍA 55
5.2.1.- Situación Geográfica 55
5.2.2.- Régimen Termométrico 55
5.2.3.- Pluviometría 56
5.2.4.- Viento 58
5.2.5.- Humedad Relativa 59
5.3.- PUENTE GRÚA 60
5.3.1.- Descripción del puente grúa 60
5.3.2.- Descripción de la estructura 65
5.4.- ACCIONES SOBRE LA NAVE 69
5.4.1.- Acciones Permanentes 69
5.4.2.- Acciones Variables 72
5.5.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN 96
5.6.- CÁLCULO DE LAS UNIONES 137
5.6.1.- Pórtico de fachada 137
5.6.1.1.- Cálculo de la unión Poste-Dintel. 137
5.6.1.2.- Cálculo de la unión Poste-Cimentación. 152
5.6.2.- Pórticos Interiores 164
5.6.2.1.- Cálculo de la unión Poste-Dintel 164
5.6.2.2.- Cálculo de la unión Poste-Cimentación 276
5.6.2.3.- Cálculo de la unión Dintel-Dintel 360
5.7.- CÁLCULOS DE LA ESTRUCTURA 402
5.8.- GESTIÓN DE RESIDUOS 727
5.8.1.- Identificación de la obra 727
5.8.2.- Identificación y estimación de los residuos 728
5.8.3.- Medidas para la prevención de los residuos 732
5.8.4.- Operaciones de reutilización, valoración o eliminación a que se destinarán los residuos que se generarán en la obra 734
5.8.5.- Medidas a adoptar para la separación de los residuos en obra 737
5.8.6.- Instalaciones previstas para el almacenamiento, manejo, separación y, en su caso, otras operaciones de gestión de los residuos de construcción y demolición dentro de la obra 737
5.8.7.- Generalidades 741

5.9.- SEGURIDAD CONTRA INCENDIO 746
5.10.- SEGURIDAD Y SALUD 751
5.10.1.- Objeto y alcance del estudio de seguridad y salud 751
5.10.2.- Justificación 751
5.10.3.- Personal previsto 751
5.10.4.- Unidades constructivas que componen la obra 751
5.10.5.- Evaluación de riesgos 753
5.10.6.- Prevención de riesgos profesionales 757
5.10.7.- Formación 772
5.10.8.- Medicina preventiva y primeros auxilios 773
5.10.9.- Pliego de condiciones 773
5.10.10.- Conclusión 774

5.- ANEXO DE CÁLCULOS

5.1.- GEOTECNIA

La geotecnia, también llamada mecánica de suelos, es la aplicación de métodos científicos y principios de ingeniería para la adquisición, interpretación y uso del conocimiento de los materiales de la corteza terrestre y los materiales de la tierra para la solución de problemas de ingeniería y el diseño de obras de ingeniería. Es la ciencia que estudia el comportamiento de los terrenos ante las acciones exteriores y su objetivo es el de determinar las cargas máximas que puede soportar cada tipo de suelo sin que la estructura que se construya padezca deformaciones importantes superiores a las admisibles.

El objetivo del presente Anexo es exponer las condiciones geológico-geotécnicos del emplazamiento para la construcción de la nave industrial, situado en la localidad de Orejo, en la provincia de Cantabria, Comunidad Autónoma de Cantabria, España.

Al tratarse de un TFG, no se poseen los medios necesarios para realizar un estudio geotécnico por lo que se ha optado por utilizar los datos del PSIR (Proyecto Singular de Interés Regional) de la zona Marina-Medio Cudeyo.

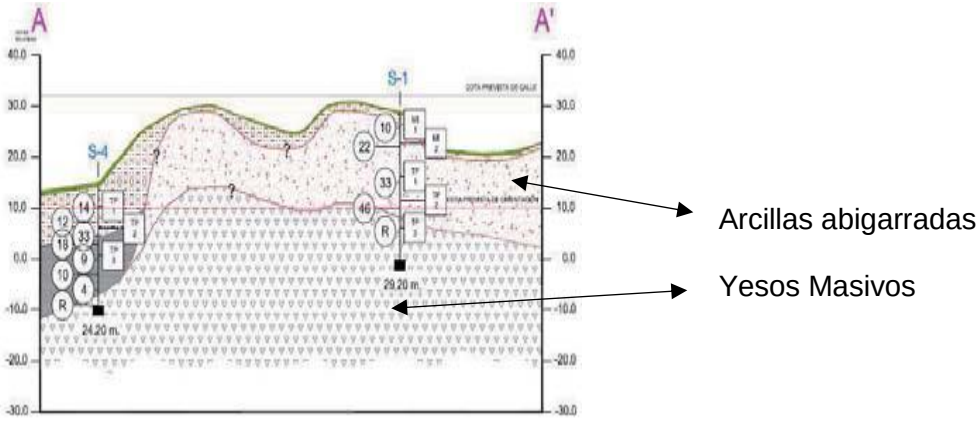
La presencia de agua es habitual en toda el área, incluso se ha observado cierta presión artesiana, por lo que se requerirá bombeos y drenajes perimetrales para controlar la entrada de agua a las edificaciones.

La cimentación se debería realizar sobre las arcillas y mediante zapatas; por ello, en algunas zonas podrían aparecer rellenos antrópicos que complican la ejecución al tener que ser retirados.

Caracterización Geotécnica

El documento utilizado dispone de una estimación de los valores de las principales características geotécnicas. Se ha considerado, que el terreno está formado por dos estratos principalmente: Arcillas Abigarradas y Yesos Masivos. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se recoge el corte del terreno en el que se observan los dos estratos principales además la presencia de terreno vegetal y de sedimentos antrópicos.

A continuación se recogen las principales características de los estratos encontrados.



- **Arcillas abigarradas**

Se trata de un conjunto litológico de edad Triásica, compuesto por materiales arcillosos y yesos que pueden englobar fragmentos y bloques de rocas sedimentarias y de ofitas. Las arcillas abigarradas no presentan, en general, ninguna estructura pudiendo aparecer con tonalidades rojizas, verdosas y azuladas.

También pueden aparecer en menor medida entre las masas ofíticas. Son, en principio, materiales fácilmente excavables que pueden presentar resistencia si incluyen grandes fragmentos rocosos. Las elevadas concentraciones salinas y yesíferas constituyen elementos agresivos para el hormigón siendo necesario el uso de elementos especiales.

Las arcillas abigarradas serán fácilmente excavables salvo en el caso que presenten nódulos rocosos de carácter métrico. La unidad 1 de ofitas se presenta excavable por la meteorización del material. En estado sano será necesario el uso de martillo.

A partir de la siguiente tabla obtenemos los datos de nuestro terreno (*Tabla 1*).

Tabla 1. Datos del terreno.

Datos sacados del anejo nº3 obtenido en www.bizkaia.eus.

Material		Parámetros geotécnicos			
		γ (t/m^3)	φ' (°)	c' (t/m^2)	q_{adm} (Kg/cm^2)
SUELOS	Rellenos (Unidad 10)	Variables			
	Coluvial (Unidad 9)	1,90	17	1,0	0,50
	Aluvial (Unidad 8)	1,90	27	1,5	0,50
	Eluvial (Unidad SE)	1,90	30	2,0	0,50
ROCA (Unidades 3, 4, 5, 6 y 7)		2,70	45	5,0	3,00
ARCILLAS ABIGARRADAS (Unidad 2)		2,40	35	2,0	2,00
OFITAS ALTERADAS (Unidad 1)		2,50	35	1,5	1,50

- **Yesos masivos**

El yeso masivo es una roca blanda y evolutiva. Valores orientativos de los parámetros que gobiernan su comportamiento mecánico se indican en las tablas (Tabla 2,Tabla 3). Atendiendo a los valores de su resistencia a compresión simple puede decirse, en principio, que solo los yesos masivos de tipo cristalino o alabastrino podrían dar lugar a pedraplenes y, en cualquier caso, que se requieren una serie de precauciones si se utilizan como tal.

Tabla 2. Propiedades generales de yeso masivo.

Tipo	γ t/m3	w_{nat} %	RCS MPa
Yesos masivos con fracturas, huellas de disolución o inclusiones margosas	1.80 – 2.10	3 - 6	2.5 – 8
Yesos masivos sanos, porosos, sacaróideo o nodular.	2.00 – 2.25	1 - 3	5 – 20
Yesos masivos cristalinos o alabastrinos.	2.16 – 2.40	>1.5	15 - 40

Tabla 3. Propiedades Generales del yeso masivo.

Tipo	E GPa	ν	V_s Km/seg.
Yesos masivos con fracturas, huellas de disolución o inclusiones margosas	0.08 – 0.8	0.28 – 0.32	1.8 – 2.3
Yesos masivos sanos, porosos, sacaróideo o nodular.	0.3 - 2	0.24 – 0.28	2.3 – 2.7
Yesos masivos cristalinos o alabastrinos.	2 - 30	0.20 – 0.28	2.5 – 3.2

Nota: En las tablas Nº 1 y N º2 γ es la densidad natural, $w_{nat.}$ la humedad natural, RCS la resistencia a la compresión simple, E el módulo de elasticidad, ν la relación de Poisson y V_s la velocidad de las ondas de corte.

En las figuras que vamos a ver a continuación (Figura 28, Figura 29, Figura 30, Figura 31) se muestran los lugares donde se ha realizado un estudio del terreno y se detallan los cortes realizados mostrando la composición del mismo.

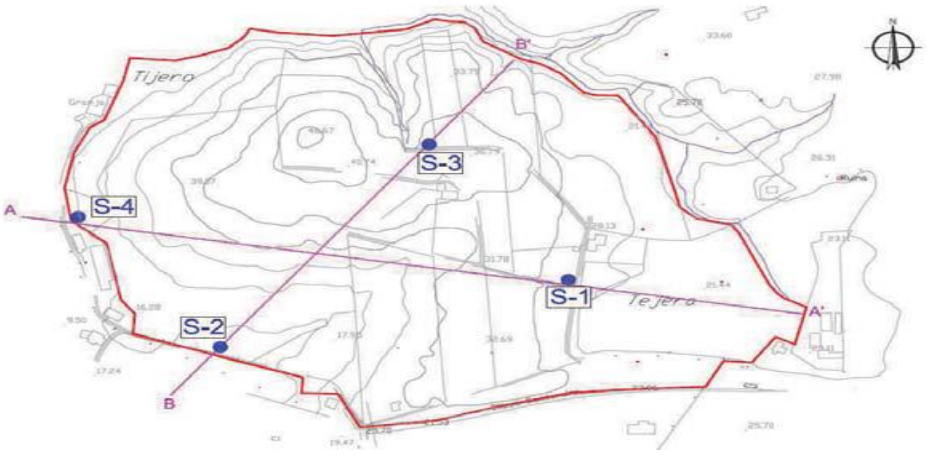


Figura 28. Gráfico de Actuación de las partes del Estudio Geotécnico realizado en el Area Norte (Zona de Marina de Cudeyo).

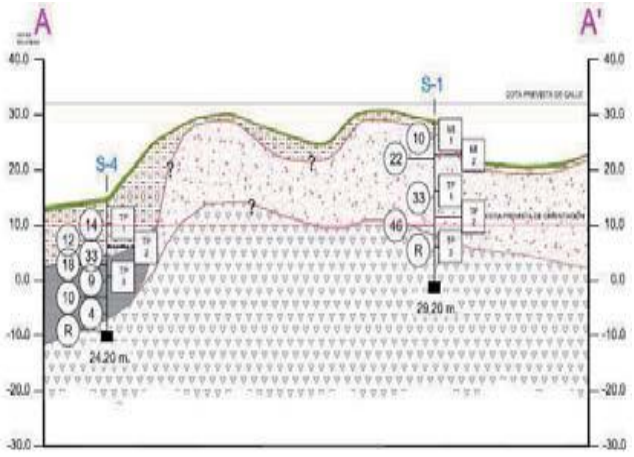


Figura 29. CorteA-A´del terreno.

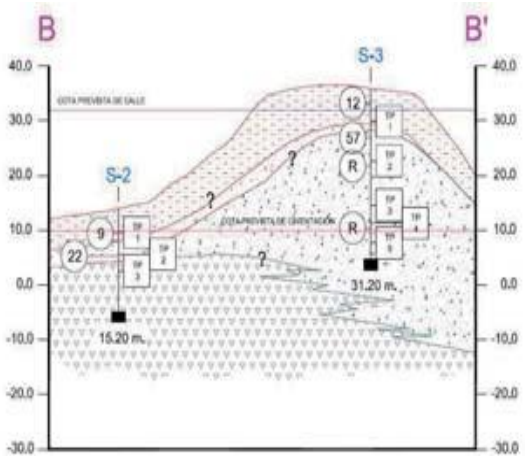


Figura 30. Corte B-B´del terreno.



Figura 31. Leyenda de los materiales que forman el terreno estudiado.

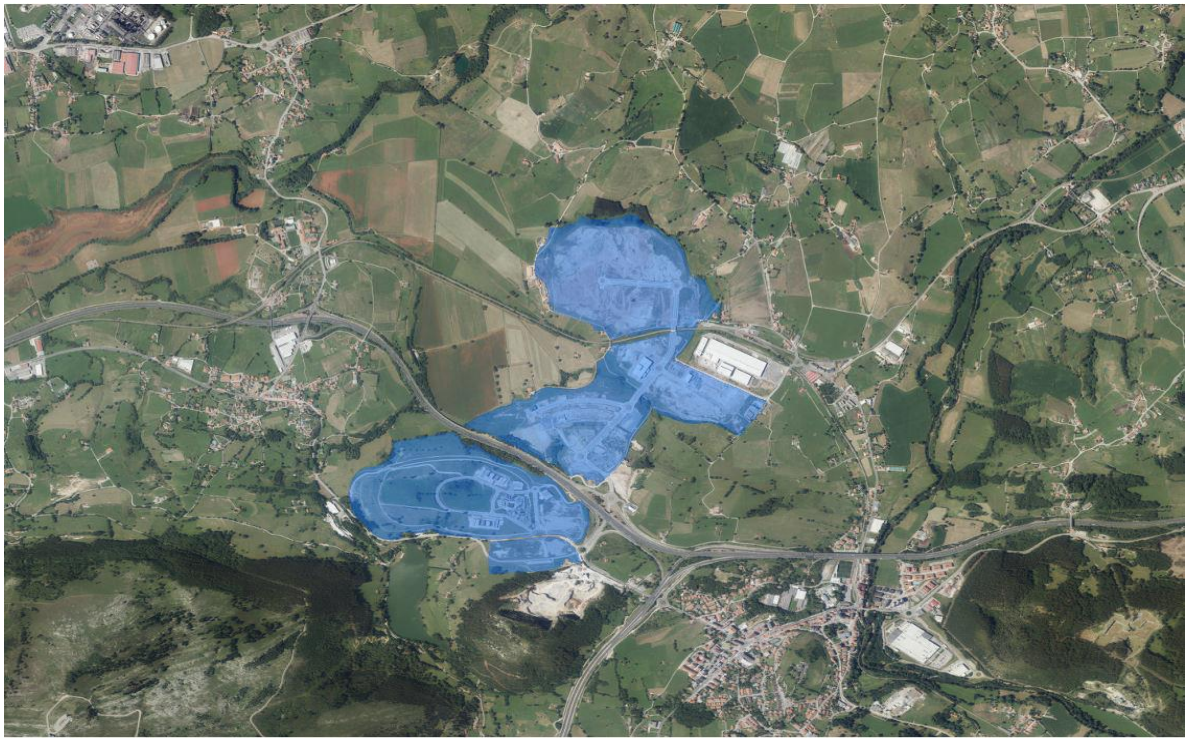


Figura 32. Imagen de la zona estudiada.

En base a los datos obtenidos del PSIR de la zona Marina-Medio Cudeyo, y a datos obtenidos de estudios de terrenos compuestos por arcillas abigarradas y yesos masivos, llegamos a la conclusión de que podremos realizar la cimentación directamente sobre las arcillas abigarradas, las cuales tienen una tensión admisible alrededor de 2 $^{kg}/_{cm^2}$.

Referir que los yesos masivos no son una buena superficie para cimentar ya que los materiales yesiféricos son inestables porque contienen sulfato de calcio, el cual es altamente soluble; pero en nuestro caso disponemos de una amplia capa de arcillas por encima, por lo que consideramos que podemos cimentar sobre las arcillas.

5.2.- CLIMATOLOGÍA

El anexo que se desarrolla a continuación tiene como misión determinar las condiciones climatológicas e hidrológicas que puedan afectar al proceso construtivo y de utilización de la nave industrial en el polígono de Orejo.

Debemos tener en cuenta las temperaturas, la pluviometría, la humedad y el viento.

5.2.1.- Situación Geográfica

El proyecto se ubica en el polígono industrial de Orejo, cerca de la localidad de Orejo. De ahí que los datos relacionados a la climatología serán los que presente el municipio de Marina de Cudeyo.

Podemos decir que se trata de un clima atlántico húmedo, ya que es el clima propio de la zona norte de España, que recibe masas de aire polares o tropicales. Las lluvias son abundantes y superan los 1000 mm anuales.

Orejo se encuentra situada a 43° 23’ 28" de latitud Norte, junto al mar Cantábrico, y a sólo 47 metros de altura. Esta situación explica que se vea afectada por dos masas de aire principales: el aire polar marítimo, y el aire tropical marítimo.

Por su situación latitudinal, Orejo es barrida con frecuencia por las perturbaciones que acompañan al frente polar atlántico, de ahí la abundancia de precipitaciones totales anuales y su ausencia de meses áridos. Su situación junto al mar explica las temperaturas suaves y la escasa amplitud térmica.

Cabe destacar la presencia de temporales, debidos a ciclogénesis explosivas que generan fuertes rachas de viento y elevadas precipitaciones.

Nuestra obra se encuentra en una zona bastante llana con una pendiente muy ligera, por lo que las posibles erosiones por aguas pluviales no serán muy importantes.

5.2.2.- Régimen Termométrico

El clima de Orejo es de tipo oceánico húmedo. La oscilación térmica anual de las temperaturas medias mensuales alcanza unos 10 °C. Las temperaturas medias oscilan entre los 20 °C en verano y los 10 °C en invierno. Por su parte, la humedad es bastante elevada durante todo el año y llega a superar el 90% en algunas ocasiones. La Tabla 4 recoge los datos de temperaturas recogidos en la estación meteorológica a lo largo de un año.

Tabla 4. Datos anuales.

Mes	Temperatura media Mensual/Anual (ºC)	Media Mensual/Anual de las Temperaturas máximas diarias (ºC)	Media Mensual/Anual de las temperaturas mínimas diarias (ºC)
Enero	11.2	14	8.8
Febrero	12.7	15.7	9.9
Marzo	11.3	14.2	8.9
Abril	14.4	17.3	12.3
Mayo	16.7	19.8	13.9
Junio	17.3	19.9	15
Julio	20.1	22.7	17.7
Agosto	20.9	23.7	18.2
Septiembre	19.2	22.3	16.4
Octubre	15.8	18.5	13.1
Noviembre	15	18	12.1
Diciembre	11.3	13.8	8.8
Año	15.5	18.3	12.9

5.2.3.- Pluviometría

Los datos de precipitación atmosférica con los que cuenta la estación de Ojáiz, se refieren a un período que comienza el 1 de Enero de 1984 hasta la actualidad.

El promedio anual de precipitación es de unos 1128,4 litros por metro cuadrado, llueve más durante la primavera y el otoño (abril y noviembre son los meses más lluviosos) siendo el verano la estación más seca del año y julio el mes con menos precipitación. En la época invernal (tomando el año oficial y no el hidrológico) es durante el mes de enero cuando más llueve, con un promedio de 110,0 litros; en éste periodo, marzo es el mes que registra menos lluvias.

La precipitación media mensual se ha calculado promediando los valores totales mensuales desde 1984. La siguiente tabla nos lo muestra con todo detalle.

Tabla 5. Precipitaciones medias mensuales.

Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Media	110,0	91,0	81,6	115,6	78,2	56,8	50,6	67,7	89,5	116,3	152,4	111,0

Existen excepciones, y refiriéndonos al mes de abril fueron especialmente significativos los registros de los años 1984, donde se alcanzaron 33,1 litros; 1987, con 39,4 y 1997 que representa el valor más bajo de la serie para este mes con tan sólo 19,3 litros. La precipitación máxima recogida en este período fue durante 1990 con 276,9 litros. En lo que respecta a noviembre tan sólo en el año 1988 se registró un valor extremadamente bajo para lo que nos tiene acostumbrados este mes; en dicho año sólo se midieron 13,4 litros. La mayor precipitación medida en este mes fue en 1990, donde se alcanzaron 293,4 litros. Durante el verano las precipitaciones suelen ser más escasas, pero también ha habido excepciones con algunos periodos en los que se registraron lluvias bastante por encima de la media de los meses estivales. Así, tenemos por encima de los 200 litros entre los meses de julio, agosto y septiembre, los años 1984, 1986, 1988, 1992 (el máximo valor con 320,7 litros), 1994, 1995, 1996, 1997, 2001 y 2002, siendo 1989, con 39,9 litros el mínimo registrado.

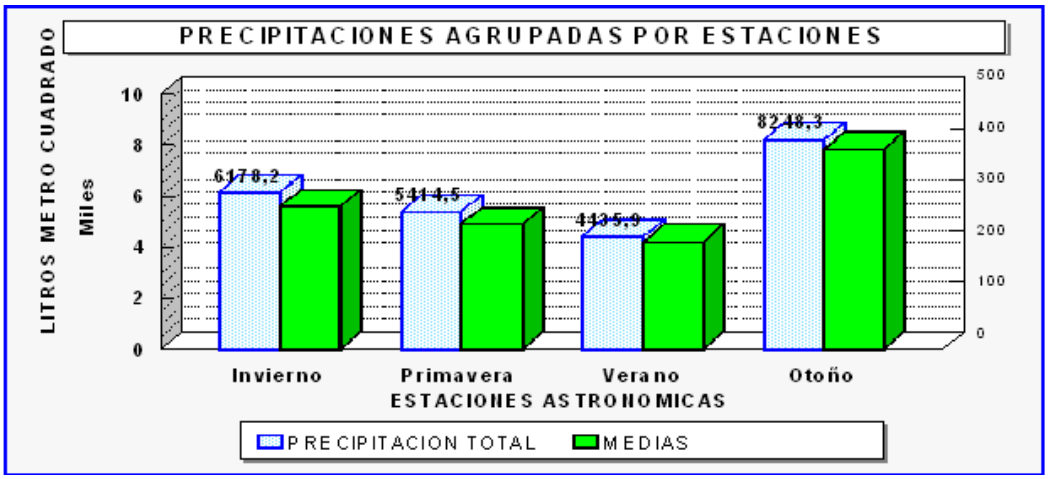


Figura 33. Precipitaciones totales y medias.

Por años (datos hasta el 2004), la distribución de la precipitación total y media, es la siguiente *Tabla 6*.

Tabla 6. Datos por años.

Años	Prec. Total	Prec. Media	Años	Prec. Total	Prec. Media
1984	1229,6	102,5	**1995**	1028,7	85,7
1985	1203,3	100,3	**1996**	1291,8	107,7
1986	1553,2	129,4	**1997**	984,8	82,1
1987	979,0	81,6	**1998**	1181,1	98,4
1988	1010,8	84,2	**1999**	1007,3	83,9
1989	830,7	69,2	**2000**	1100,4	91,7
1990	1288,9	107,4	**2001**	931,5	77,6
1991	1124,2	93,7	**2002**	1199,8	100,0
1992	1412,2	117,7	**2003**	1034,7	86,2
1993	1077,2	89,8	**2004**	1149,3	95,8
1994	1078,7	89,9	**TOTALES=**	**23697,2**	**1128,4**

Como puede apreciarse, no existe una tendencia generalizada en cuanto a los totales anuales de precipitación (ni ascendente ni descendente), si no que los registros son bastante aleatorios, alternándose unos años con mayor precipitación que otros.

Sin embargo, si puede observarse un hecho curioso que se repite en periodos de tres años durante los doce primeros de la serie. Si nos fijamos en los valores de 1984,1985 y 1986 y los comparamos con los tres años siguientes observamos un descenso notable de precipitación que se mantiene durante ese segundo período de tres años. Nuevamente los años 1990, 1991 y 1992 superan en cantidades de lluvia al trienio precedente y vuelve a descender en el nuevo periodo trianual que sigue a 1990-1992. A partir del año 1996 la gráfica inicia una línea quebrada ya que se alternan años con mayor precipitación que el siguiente.

5.2.4.- Viento

La zona de Santander se encuentra dentro del área de influencia de las grandes borrascas atlánticas, que provocan que, especialmente en otoño y primavera, las masas de aire adquieran gran movilidad por el paso de los anticiclones o borrascas que se trasladan desde el Atlántico a Europa. Al ser más extensas las borrascas, la presión da un promedio relativamente bajo en estas estaciones. Los valores máximos de presión atmosférica se presentan:

- Durante los meses de diciembre y enero, coincidiendo con un máximo general de la Península al extenderse hacia ella el fuerte anticiclón de invierno, centrado en el interior del continente europeo, que provoca un predominio del viento Sur.Durante el verano, en contraposición a la Península, por el caldeamiento interior de esta, se produce un aumento de la temperatura en el aire, apareciendo bajas presiones de origen térmico en el interior.

La dirección predominante de los vientos es Oeste, siendo también, muy frecuente los de dirección Noroeste, con velocidades medias de 14,08 y 13,65 km/h, respectivamente. La velocidad media en la estación de Parayas “Aeropuerto” es de 14,2 km/h y en la de Santander de 10,8 km/h. Son habituales vientos superiores a los 90 km/h, sobre todo debidos a galernas, gallegos o a ciclogénesis que producen temporales que azotan muy fuertemente la zona costera.

5.2.5.- Humedad Relativa

En general, el viento condiciona la aparición de dos situaciones climatológicas:

- Situaciones húmedas, las cuales se producen cuando soplan los vientos del Oeste al Norte cargados de humedad debido a su origen marítimo. Éstos, cuando se encuentran en la cordillera Cantábrica ascienden y se enfrían, produciéndose el fenómeno de condensación. De esta forma se originan nubes que se estancan en la cordillera provocan las lluvias más o menos persistentes.
- Situaciones secas, originadas por los vientos del Noreste y Este, de origen continental, secos y fríos. En esta situación el cielo suele estar despejado aunque se producen fuertes heladas. Con el viento Sur, se produce sequedad, la humedad puede descender hasta un 40%, y un aumento anormal de las temperaturas, incluso por encima de los 30º en pleno invierno.

La humedad es un factor muy importante en la construcción y diseño de hormigón, por la retracción y el curado, entre otros aspectos. Está muy influenciada por los vientos, alcanzando valores máximos para los del Noroeste (viento gallego) y Norte, medios para el Noroeste y mínimos para los vientos de componente sur. También sufre grandes oscilaciones a lo largo del día que provocan rocíos intensos.

La humedad relativa es alta, con una media superior al 70%. Las nieblas son frecuentes debido a la ascensión del aire procedente del cantábrico. Esta humedad reduce las oscilaciones térmicas.

5.3.- PUENTE GRÚA

5.3.1.- Descripción del puente grúa

Para el diseño preliminar del puente grúa, se han utilizado los datos proporcionados por la empresa MAINSA POLIGRÚAS que cumplen las especificaciones requeridas para nuestra nave.

Para ello, se procedió a realizar el cálculo de las reacciones del puente grúa de forma manual, y así comprobar los valores con respecto a los proporcionados para el cálculo de la nave.

La carga nominal *Q* tiene un valor de 100 kN. Para este valor, y con una luz de puente de 25 m, se obtienen los siguientes valores principales para los elementos del puente grúa (Figura 34, Figura 35).

- Peso del puente grúa, *P*: 117,43 kN.
- Peso del carro, *C*: 7,08 kN.
- Distancia *e* mínima: 0,787 m.
- Separación de ruedas, *B*: 3,6 m.

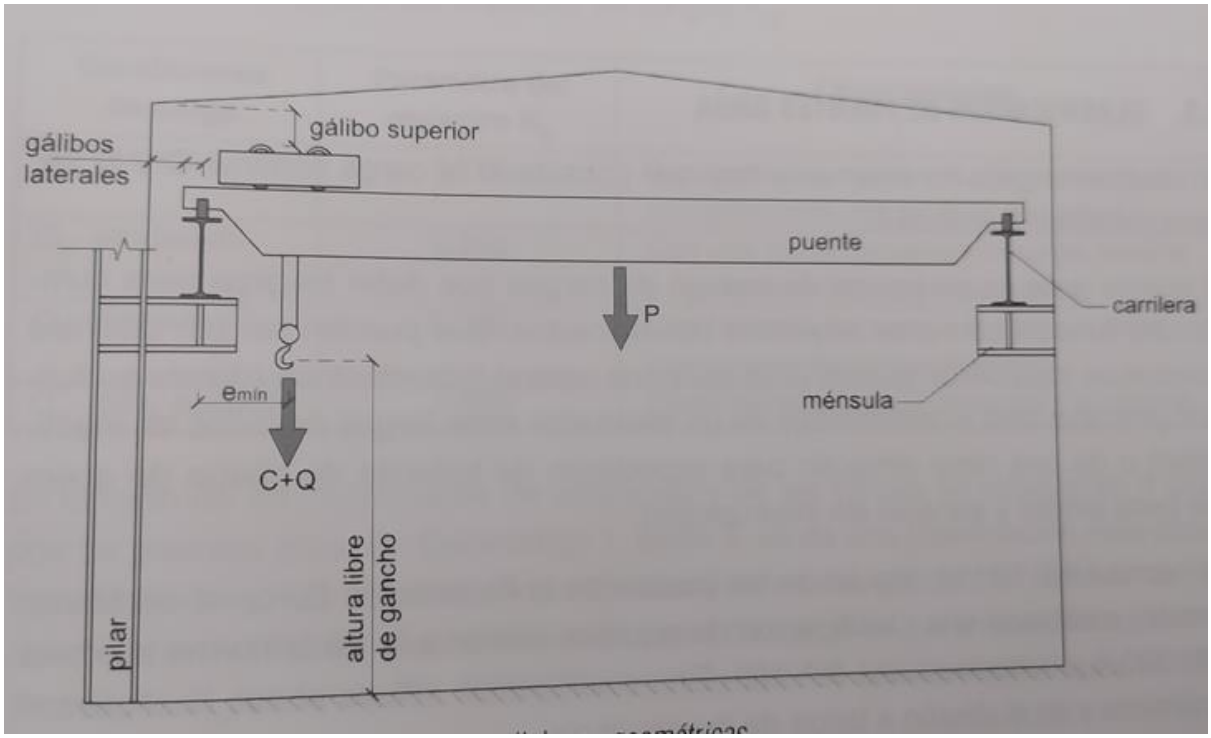


Figura 34. Puente Grúa.

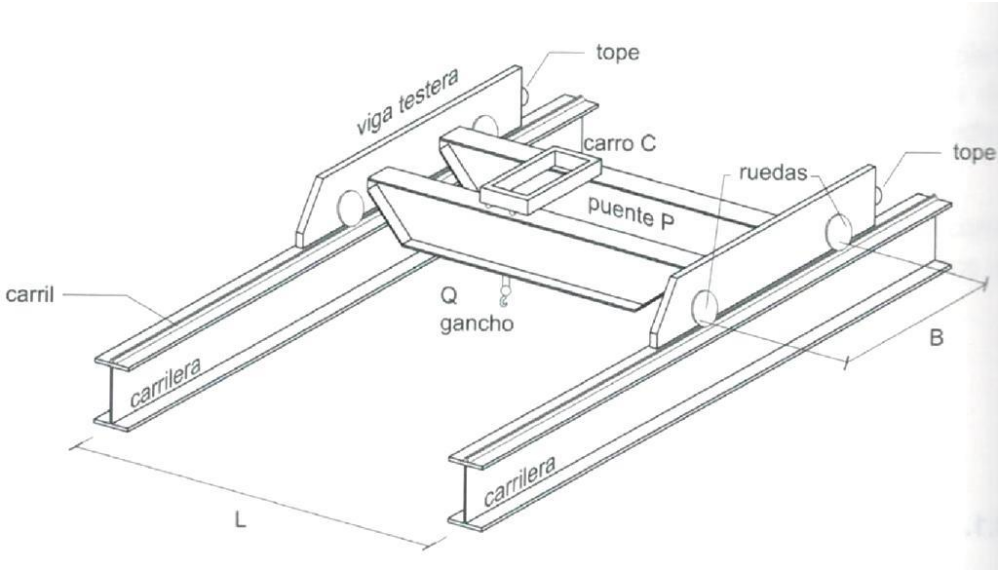


Figura 35. Elementos del Puente Grúa.

Las reacciones máximas para este puente son:

$$\Sigma Q\ r,máx = \frac{P}{2} + (1- \frac{emin}{L})(C+Q)=162.42\ kN$$

Y cuando el carro pasa descargado en el otro extremo corresponden a:

$$\Sigma Q\ r,min = \frac{P}{2} + (\frac{emin}{L})(C)=58.94\ kN$$

Las vigas del puente están centradas en la testera, por tanto las reacciones en las ruedas en cada carrilera, respectivamente, son:

$Vmáx={}^{162.42}/_{2} = 81.21$ kN

$Vmin={}^{58.94}/_{2} = 29.47$ kN

Hay que tener en cuenta que estas cargas son la que se generan por cada rueda de cada viga testera. Además, referir que este puente grúa está dotado de dos vigas carrileras longitudinales, para las que se ha utilizado un perfil IPE 400, las cuales apoyan sobre ménsulas empotradas en los pilares de la nave y sobre éstas se distribuye el peso del puente grúa.

La reacción máxima sobre la carrilera que trasmite la testera para un puente grúa con diseño simétrico es la calculada anteriormente.

La reacción simultánea en la otra viga carrilera es:

$$\Sigma Q_{A,max} = \frac{P}{2} + (\frac{emin}{L})(C+Q) = 62.08 \text{ kN}$$

La reacción mínima que se puede ejercer corresponde al paso de puente descargado, con lo que:

$$\Sigma Q_{r,min} = \frac{P}{2} + (\frac{emin}{L})(C) = 58.93 \text{ kN}$$

En la otra carrilera la reacción simultánea es:

$$\Sigma Q_{A,min} = \frac{P}{2} + (1 - \frac{emin}{L})(C) = 65.57 \text{ kN}$$

Las reacciones que acaban de calcularse se entregan a las vigas testeras y mediante las ruedas de estas pasan a las carrileras. En consecuencia, se entiende que cada rueda recibe la mitad de cada una de estas reacciones.

Las acciones verticales con cargas móviles son efectos dinámicos verticales del puente grúa y se tratan como estáticas multiplicándolas por un coeficiente dinámico. Este coeficiente tiene en cuenta la amplificación dinámica, que es función de las velocidades de izado, de la relación entre masas móviles y fijas, del estado de los carriles y del equipo, siendo diferente según se trate de la carrilera o de las ménsulas y pilares.

La norma SIA 160 proporciona un método sencillo que se aplica a viga y pilares por igual. Esta indica la sumatoria de los esfuerzos producidos entre el esfuerzo máximo sobre la carrilera que transmiten las testeras.

$$Ø=1+ƹQ/\Sigma Qr,max=1+0.3•100/162.42=1.1847$$

Para obtener el valor del factor se ha supuesto una *Vh* de 0,5 m/s.

$$ƹ=Vh*0,6=0,3$$

Este valor obtenido de la norma suiza debe ser comparado con los valores que facilita laTabla 7, la cual recoge los valores del coeficiente de efectos dinámicos vertical referidos en la norma UNE 76-201-88 para la elección de este coeficiente.

Tabla 7. Valores de Coeficiente de efectos dinámicos vertical. UNE 76-201-88.

Grupo	Viga carrilera		Soportes	
	máx	red	máx	red
1 y 2	1,1	1,1	1,0	1,0
3 y 4	1,15	1,1	1,0	1,0
5 y 6	1,25	1,1	1,1	1,0
7 y 8	1,35	1,1	1,2	1,0

Así, los valores seleccionados han sido:

- Viga carrilera: Max=1,25

  Min=1,1

- Soportes: Max=1,1

  Min=1

De éstos, se escoge el mayor de los posibles del coeficiente Ø, calculando mediante la norma SIA 160, correspondiendo a Ø= 1,25.

Para el cálculo de la viga carrilera se ha limitado la flecha de ésta de acuerdo al apartado "4.2.1 Flechas en el camino de rodadura" de la norma UNE 76-201-88, que establece una limitación de flecha vertical para el Estado Límite de Servicio de *L*/750. Por tanto, se obtiene que la flecha vertical máxima sería 6000/750 = 8 mm.

Fuerzas horizontales transversales

Las fuerzas horizontales transversales son consecuencia del frenado o aceleración del carro, de la aceleración o deceleración del puente con una posición excéntrica del carro, y de la marcha oblicua en el caso de que puedan moverse simultáneamente el carro y el puente.

La componente debida al frenado o arranque del carro es Hc. Para las carrileras y ménsulas se toma el valor máximo, siendo kc la fracción de ruedas motrices del carro, usualmente 0,5.

$$\Sigma Hc=0,2\bullet (Q+C) \bullet kc=10,71 \text{ kN}$$

Donde 0,2 es el valor máximo de adherencia entre ruedas y carril.

Para los pilares se toma siempre un diez por ciento de la máxima reacción vertical determinada en el apartado anterior. En consecuencia,

$$\Sigma Hc=0,1\bullet \Sigma Qr,max=16,24 \text{ kN}$$

Para evaluar la fuerza Ht, englobando todas las componentes debidas a esos diferentes efectos, la norma SIA 160 utiliza un coeficiente λ que afecta a la reacción vertical y que es independiente de la posición y maniobras del equipo.

$$\Sigma Ht=\lambda \Sigma Qr,max$$

y dependerá de los valores relativos de luz del puente L y distancia entre ruedas de la testera B.

$$\frac{L}{B}=\frac{25}{3,6}=6,9$$

En base a este valor tenemos que:

2<L/B<8, Así, en este caso: λ=0,025•L/B=0,1736

Ahora podemos calcular ΣHt, obteniendo:

$$\Sigma Ht=\lambda \Sigma Qr,max=28,2\ kN$$

Esta carga ΣHt se reparte entre las ruedas de la testera y pueden tener sentido hacia adentro o hacia fuera de la nave, actuando en la carrilera más cargada (la que está sometida a ΣQr,max) y al nivel de la parte superior del carril.

Las fuerzas transversales actúan en los pórticos en combinaciones con carga de viento, por ello es importante establecer de forma realista su sentido y considerar las acciones verticales en su posición coherente.

Fuerzas horizontales longitudinales

Estas fuerzas actúan en la dirección de las carrileras y resultan determinantes para la estabilidad longitudinal de la nave, requiriendo un pórtico de frenado de mayor rigidez y resistencia que los arriostrados típicos de fachada.

Al igual que en la fuerza transversal, el valor máximo es un 20% de la carga total máxima afectada por la relación kp de ruedas motrices sobre las totales. Usualmente es 0,5.

$$\Sigma H_{lmáx}=0,2\bullet (Q+C+P)\bullet kp=0,2\bullet (100+7,08+117,43)\bullet 0,5=22,45\ kN$$

Esta fuerza se reparte entre las dos carrileras proporcionalmente a su reacción vertical respectiva, es decir ΣQr,max para la más cargada y (Q+C+P) - ΣQr,max para la otra.

La norma SIA tiene la misma posición en este caso. Se trata de aplicar un 20% de las reacciones que actúan sobre las ruedas motrices, que suelen ser las mitad de las totales.

5.3.2.- Descripción de la estructura

Se ha elegido la siguiente consideración donde la viga no se considera continua, de modo que se considera cada vano de forma independiente para los cálculos.

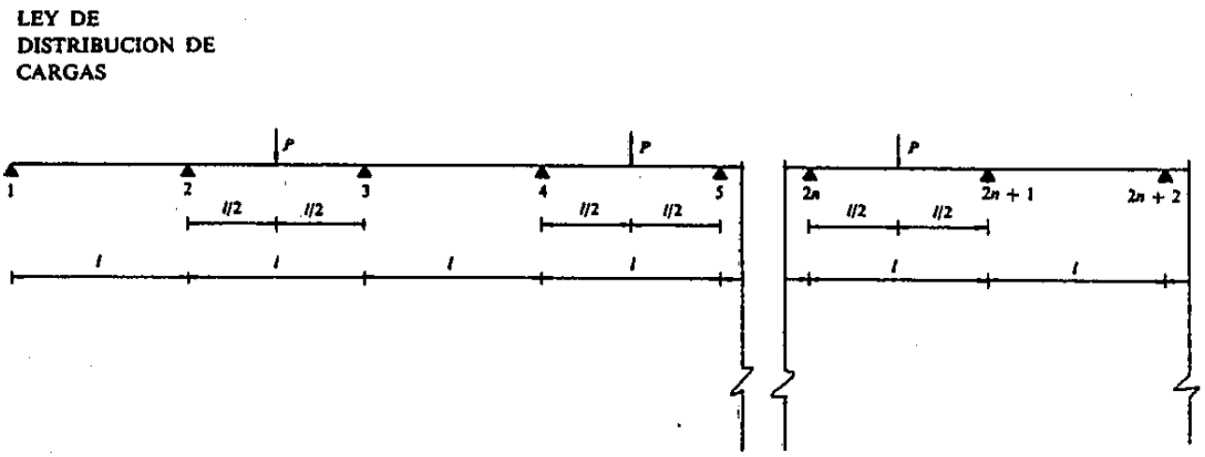


Figura 36. Distribución de cargas puntuales para infinitos vanos.

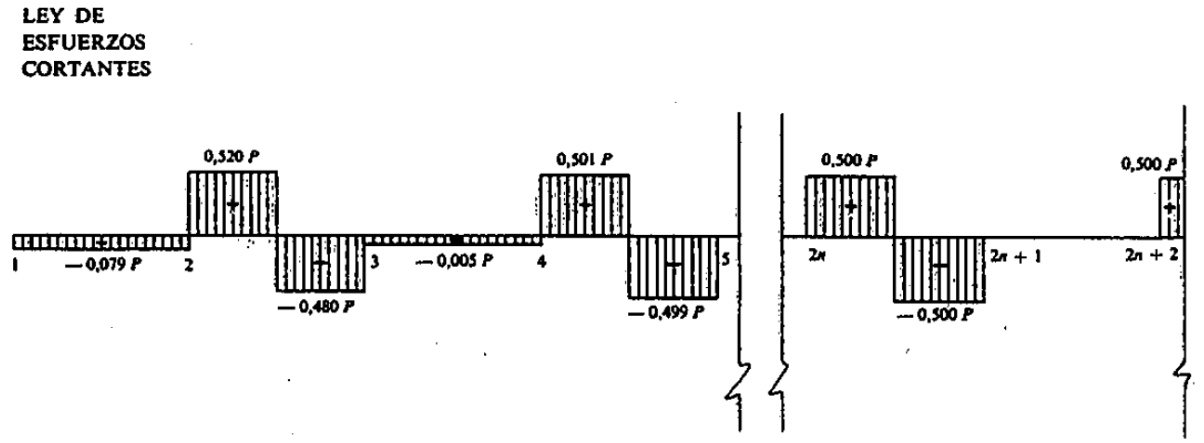


Figura 37. Ley de esfuerzos cortantes para infinitos vanos.

Las solicitaciones máximas de cortante y momento corresponderán a:

- Cortante máximo positivo 0,520•*P*=0,520•162,42 = 84,458 kN
- Cortante máximo negativo -0,50•*P*=-0,50•162,42 = -81,21 kN
- Momento flector máximo positivo 0,1876•*P*•*L* = 0,1876•162,1•5 = 152,0498 kNm
- Momento flector máximo negativo -0,079•162,1·5 = -64,0295 kN

El momento máximo, que pasaría por el centro del vano, tiene un valor de:

$$Mmáx = Pa = 162{,}42 \cdot 2.7 = 438.53 \text{ kNm}$$

Este valor del momento máximo positivo es superior al valor obtenido para el supuesto anterior y por tanto se estaría dimensionando la viga con el momento más alto que podría alcanzar.

Flecha máxima:

$f_{máx} = -\frac{Pa}{24EI}(3l^2 - 4a^2)$ para $x = \frac{l}{2}$

Para el caso a tratar debe cumplirse que la flecha máxima debe ser menor o igual a *L*/750, quedando la siguiente expresión que nos permitirá obtener el momento de inercia que debe presentar el perfil a elegir.

$$\frac{L}{750} = \frac{Pa}{24EI} \bullet (3l^2 - 4a^2)$$

$$I_y = \frac{750Pa}{24EI} \bullet (3l^2 - 4a^2)$$

$$I_y = \frac{750 \cdot 39{,}81 \cdot 10^3 \cdot 1200}{24 \cdot 210000 \cdot 6000} \bullet (3 * 6000^2 - 4 \bullet 1200^2) = 121{,}13 \bullet 10^6 mm^4$$

A partir del valor obtenido se ha seleccionado un perfil de los disponibles en la serie IPE para perfiles simples laminados proporcionado por el prontuario del acero, correspondiendo este a un IPE 400, con un $I_y = 231 \cdot 10^6 mm^4$. Aún multiplicando la carga vertical P por el coeficiente de mayoración 1,33 obtenido de la norma UNE 76-201-88, se obtendría un $I_y = 161{,}11 \cdot 10^6 mm^2$ por debajo del perfil IPE 400 seleccionado. De ahí que éste aún compliría.

A continuación, se comprueba en primer lugar la viga a cortante:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{fyd}{\sqrt{3}} = 8380 \cdot \frac{\left(\frac{275}{1.05}\right)}{\sqrt{3}} = 1267146{,}377 \text{ N} = 1267{,}146 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que $V_{ed} =< 0{,}5 \cdot V_{c,Rd} = 0{,}5 \cdot 1267{,}146 = 633{,}573$ kN. Cumple la condición, por lo tanto no es necesario reducir su flector resistente.

La siguiente comprobación a realizar es a momento flector:

$$M_{c,Rd}=W_{pl,y} \bullet f_{yd}=3512 \bullet 10^3 \bullet \left(\frac{275}{1.05}\right) = 919{,}809\ kNm$$

Este momento es muy superior al momento de M_{ed}, y por lo tanto también cumple la condición.

Las fuerzas horizontales transversales se deben al frenado o a la aceleración del carro, a la aceleración o deceleración del puente con una posición excéntrica del carro y a la marcha oblicua en el caso de que puedan moverse simultáneamente el puente y el carro. Para el predimensionamiento de estas acciones se ha utilizado la norma UNE 76-201-88.

Las acciones horizontales longitudinales sobre los carriles de traslación del puente son acciones longitudinales aplicadas en las cabezas de los carriles ocasionadas por la aceleración, el frenado o el movimiento del puente. Al desconocerse la velocidad media del puente, se toma un valor medio de la aceleración de 0,4 m/s^2.

Se utiliza la siguiente expresión para el cálculo de la viga carril y de sus vínculos a la estructura soporte:

$$\Sigma H_{lmax}=(Q+C+P) \bullet \left(w+\frac{2jp}{g}\right) \leq (Q+C+P) \bullet fkp$$

El valor de la variable w se obtiene de la tabla A-2 de la norma UNE 76-201-88. Para una fuerza de elevación de 100 kN se obtiene un factor de resistencia por fricción de w=0,0045.

Conociendo el valor de j_p (aceleración), que es 0,4 $\frac{m}{s^2}$, se consigue el primer término de la ecuación:

$$(100+7{,}08+117{,}43) \bullet \left(0{,}0045+\frac{2 \bullet 0{,}4}{9{,}81}\right) = 19{,}31 \text{ kN}$$

Para resolver el segundo término es necesario conocer el valor de los parámetros *f* y k_p. El primero es el coeficiente de adherencia y tiene un valor de 0,2 para caminos de rodadura secos. El segundo corresponde a la relación entre ruedas totales y ruedas motrices, que tiene un valor de 0,5, siendo el resultado el siguiente:

$$(100+7{,}08+117{,}43) \bullet 0{,}2 \bullet 0{,}5 = 22{,}45 \text{ kN}$$

Comparándo ambos términos, se aprecia que se cumple la condición.

Para el cálculo de los soportes utilizo la siguiente expresión:

$$H_l = 0,2 \; \Sigma \; V \; k_p = 0,2 \cdot 162,42 \cdot 0,5 = 16,25 \text{ kN}$$

Por su parte, las acciones horizontales transversales sobre los carriles de traslación del puente corresponderán a la aceleración o la deceleración del carro que producen acciones horizontales transversales al camino de rodadura. Para el cálculo de la viga carril y de sus vínculos a la estructura soporte se utiliza la expresión:

$$\Sigma H_{lmax} = (Q+C) \cdot (w + \frac{2jp}{g}) \leq (Q+C) \cdot f \cdot k_p$$

$$(Q+C) \cdot (w + \frac{2jp}{g}) = (100+7,08) \cdot (0,0045 + \frac{2 \cdot 0,4}{9,81}) = 9,214 \text{ kN}$$

$$(Q+C) \cdot f \cdot k_p = (100+7,08) \cdot 0,2 \cdot 0,5 = 10,708 \text{ kN}$$

Evaluados los términos, se obtiene que en este caso también se cumple la condición.

Tras los cálculos realizados podemos concluir que el perfil seleecionado en adecuado para el uso que se le ha designado ya que cumple todas las condiciones necesarias para su uso.

5.4.- ACCIONES SOBRE LA NAVE

5.4.1.- Acciones Permanentes

Peso propio de la estructura: La primera y más obvia de las acciones permanentes en la estructura es su peso propio. Al igual que el resto de las acciones permanentes, actúa en todo momento y es constante en magnitud y posición.

Su valor dependerá de la dimensión de los elementos que conforman la estructura de la nave (tales como postes, dinteles, arriostramientos…), y variará en función de la separación entre los pórticos que le demos a nuestra nave, de las cargas a soportar, el viento, la nieve etc.

La estructura será calculada en Robot y el peso propio de ésta lo introducirá directamente el programa una vez calculados los elementos que la van a conformar. La Figura 38 ilustra los elementos estructurales principales de la nave.

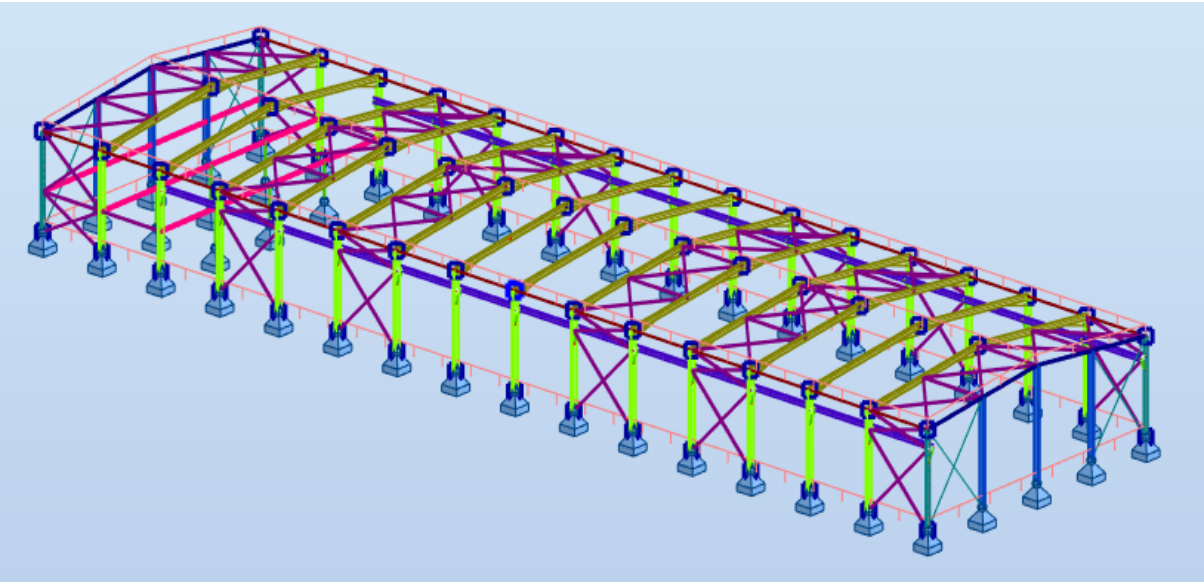


Figura 38. Peso Propio de Paneles.

Peso propio de los paneles: Acción permanente correspondiente al peso propio de los paneles de cubierta y de fachada.

Forjado entreplanta: En los 2 primeros pórticos se dispone una entreplanta debido a la localización en esa zona de las oficinas. Ésta transmite cargas a la estructura tanto de acción permanente como variable. A continuación se hará referencia a la carga permanente, aspecto

tratado ene ste apartado; mientras que la acción variable de la entreplanta se tratará más adelante.

La carga transmitida por este elemento ha sido obtenida de la Tabla 8 propuesta en el CTE DB SE-AE. Se ha decidido utilizar un forjado unidireccional con un espesor inferior a los 30 cm, al cual le corresponde un valor de 4 kN/m^2. Asimismo, este valor se ha aumentado a 5 kN/m^2 con objeto de tener en cuenta las cargas de tabiquería y de pavimentación.

Tabla 8. Norma CTE DB SE-AE.

Elemento		**Peso**
Forjados		kN / m^2
	Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
	Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
	Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
	Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
	Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido		kN / m
	Tablero o tabique simple; grueso total< 0,09 m	3
	Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
	Hoja de albañilería exterior y tabique interior; gueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)		kN / m^2
	Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
	Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
	Placas de piedra, o peldañeado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)		kN / m^2
	Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
	Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
	Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
	Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
	Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos		kN / m^3
	Agua en aljibes o piscinas	10
	Terreno , como en jardineras, incluyendo material de drenaje (1)	20

La fuerza ha sido introducida como carga por unidad de superficie (Figura 39), la mayoría de las cargas han sido introducidas de esta manera, a excepción del peso de la viga carrilera y del puente grúa.

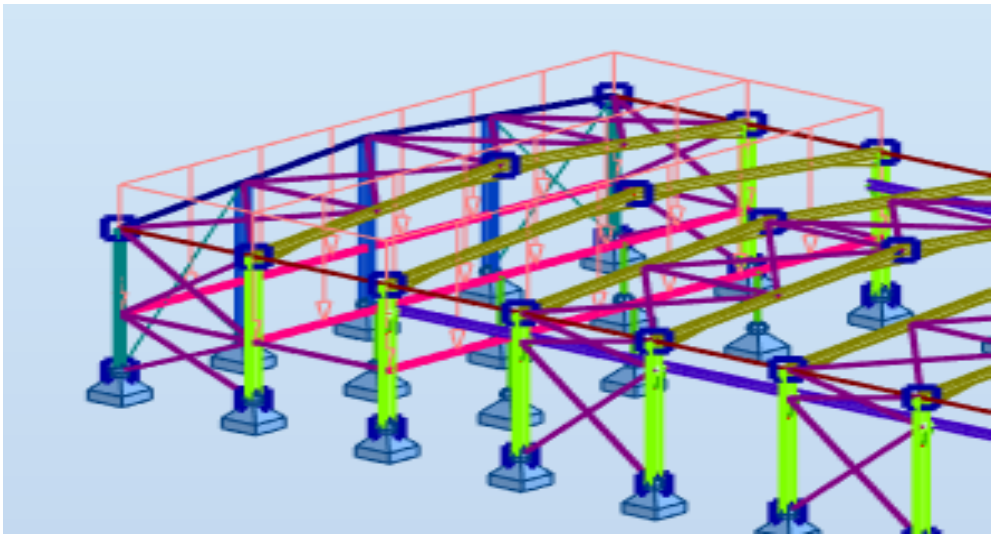


Figura 39. Forjado Oficinas.

Peso Viga Carrilera: Peso propio de la viga carrilera. Para conocer la viga carrilera que debemos utilizar voy a calcular el momento de inercia en el eje longitudinal de la viga.

El valor de la carga que recibe la viga ha sido mayorado con un coeficiente de 1,33. Con este valor vamos al prontuario del acero y buscamos en los perfiles IPE aquel que tiene un momento de inercia mayor del que tenemos. Encontramos que el IPE400 cumple. Introducimos la carga en Robot como una carga puntual correspondiente al peso de un vano de 6 metros de longitud a excepción de los extremos del puente grúa donde el vano será de 3 metros de longitud.

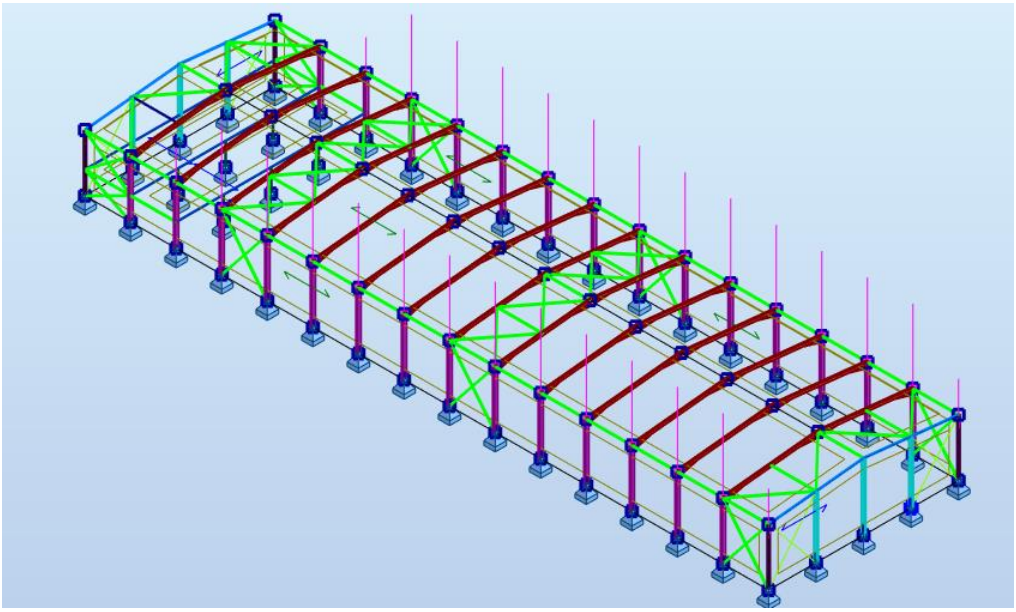


Figura 40. Detalle de fuerzas aplicadas correspondientes a la viga carrilera.

5.4.2.- Acciones Variables

Sobrecarga de Uso:

- Cubierta

Se procedió a determinar la sobrecarga de uso en la cubierta de la nave, para lo cual se emplearon los valores disponibles en el CTE DB SE-AE, Tabla 9.

En nuestro caso, la cubierta ha sido considerada solo accesible para conservación y mantenimiento; de ahí que la categoría de uso será la G, concretamente la G1. Se trata de una cubierta ligera sobre correas (sin forjado), debiéndose introducir la carga uniforme de 0,4 kN/m^2.

Tabla 9. Valores característicos de sobrecargas de uso. Fuente CTE DB SE-AE.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m²]	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 20º	1 (4) (6)	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) (5)	0,4 (4)	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

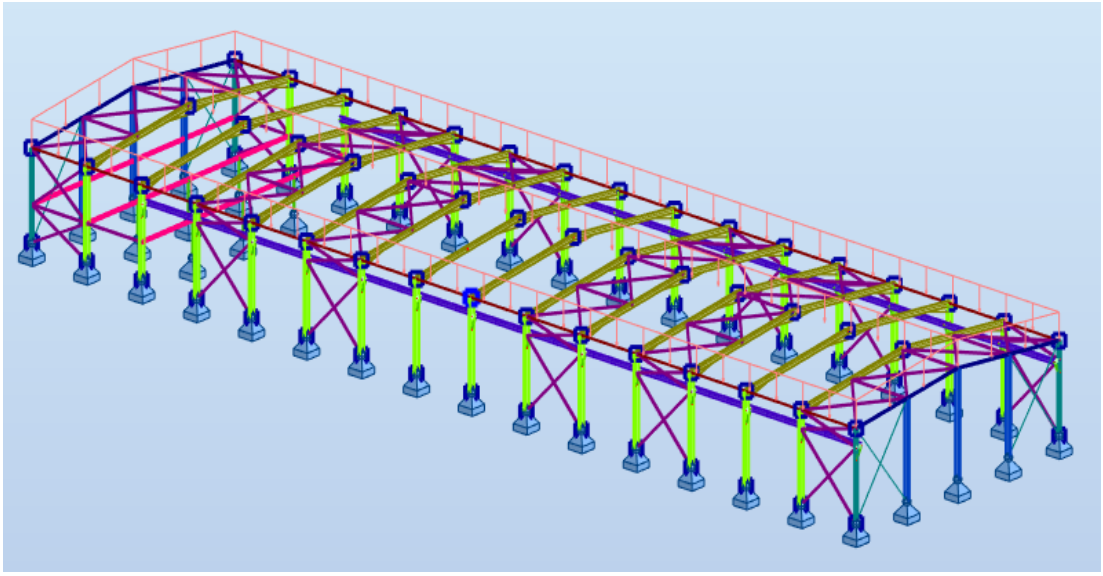


Figura 41. Sobrecarga de uso de la cubierta.

- Forjado

La segunda sobrecarga de uso a estudiar correspondió a la del forjado de la entreplanta, la cual concierne a la categoría tipo C, zonas de acceso al público. Concretamente corresponde al tipo C1, representando a zonas con mesas y sillas. Se ha decidido seleccionar esta opción al tratarse de una zona de oficinas con poca asiduidad de personas. La distribución de cargas será la siguiente.

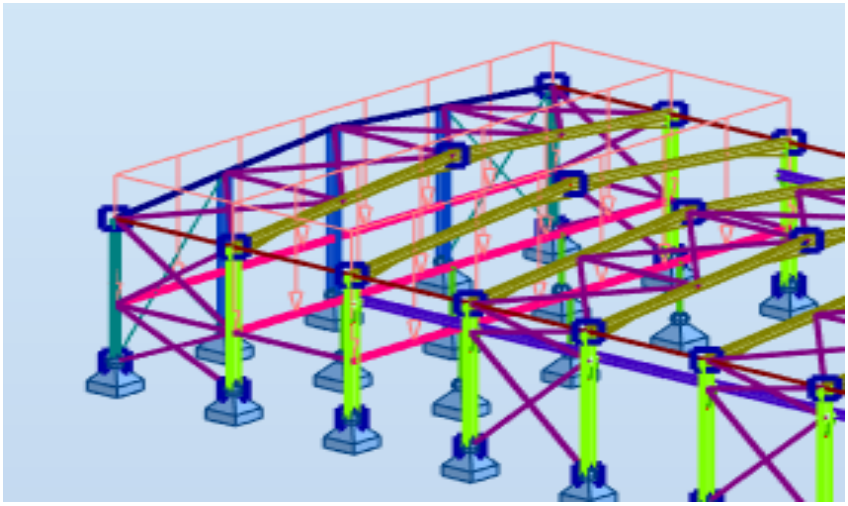


Figura 42. Sobrecarga de uso del forjado.

Viento: Para calcular las acciones debidas al viento se ha seguido las indicaciones recogidas en la norma CTE DB SE-AE y de lo aprendido en la asignatura “Estructuras Metálicas Industriales y de Máquinas”.

La acción del viento puede expresarse como:

$$q(z)=q_b \cdot C_e(z) \cdot c_p$$

Siendo:

$q(z)$ → Presión del viento.

q_b → Presión dinámica del viento.

$C_e(z)$ → Coeficiente de exposición.

C_p → Coeficiente de presión.

Se calcula en primer lugar la presión dinámica (q_b) la cual se determina mediante la siguiente fórmula:

$$q_b=0.5 \cdot \delta \cdot V_b^2$$

Siendo δ la densidad del aire, que tiene un valor de 1.25 $^{kg}/_{m^3}$, y V_b la velocidad básica del viento en función de la zona donde se vaya a realizar la obra. Estas zonas aparecen identificadas en la Figura 43 la cual ha sido extraída del CTE DB SE-AE.

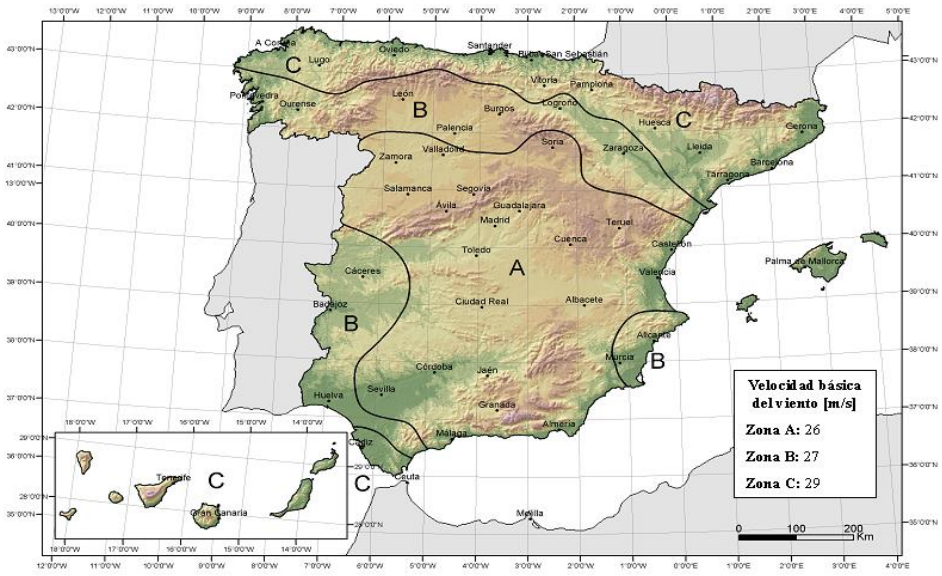


Figura 43. Velocidad del viento por zonas.

En nuestro proyecto seleccionamos la zona C, dado la nave está situada cerca de Santander, siendo, en conseciencia, la velocidad básica del viento de 29 $^{m}/_{s}$.

Así, la presión dinámica tiene un valor de:

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 29^2 = 525{,}625 \ {}^{N}/_{m^2} = 0.525 \ {}^{kN}/_{m^2}$$

Este valor que hemos obtenido mediante el cálculo corresponde con el proporcionado con el CTE para la zona en la que se encuentra nuestra nave (Zona C), tomando en consecuencia un valor de $q_b = 0.52 \ {}^{kN}/_{m^2}$.

Seguidamente se procede a determinar el coeficiente de exposición C_e. Se toma como cota cero la altura de la nave (8.81 m), mientras que C_e se expresa en función de z mediante la siguiente fórmula:

$$C_e(z) = F(z) \cdot [F(z)+7 \cdot k]$$

$$F(z) = k \cdot \ln(\max(z,Z)/L)$$

Siendo k, L y z parámetros característicos de cada tipo de entorno.

Las variables para obtener el coeficiente de exposición C_e se encuentran disponibles en la Tabla 10 extraída del CTE DB SE-AE.

Tabla 10. Coeficientes para tipo de entorno.

	Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
		k	L (m)	Z (m)
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	0,156	0,003	1,0
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

En nuestro caso nos encontramos en una zona urbana en general, industrial o forestal, por lo que el grado de aspereza del entorno será de tipo IV.

Calculamos el valor de F:

$$F(g,z) = k(g) \cdot \ln\left(\frac{\max(z,Z(g))}{l(g)}\right)$$

$$F(IV,8.81) = 0.22 \cdot \ln\left(\frac{\max(8.81;5)}{0.3}\right) = 0.7436$$

$$C_e(z) = 0.7436 \cdot (0.7436+7 \cdot 0.22) = 1.698$$

Obtenidos los parámetros anteriores, tendremos que la acción del viento exterior tiene el siguiente valor (a falta de aplicar los coeficienteseólicos):

$$q(z)=0.525 \cdot 1.698 \cdot C_p=0.891 \cdot C_{pe}\ {}^{kN}/_{m^2}.$$

Los coeficientes de presión exterior C_{pe} se determinan mediante la siguiente expresión:

$$C_{pe} = C_p\left(\frac{h}{d},\ \alpha\ ,f,\text{zona}\right)$$

Estos parámetros dependen de la dirección relativa del viento ($\frac{h}{d}$), de la forma del edificio y posición del elemento (f, α, zona), así como del área de influencia del elemento (A).

Con objeto de analizar el viento lateral, procederemos a determinar los valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos utilizando la Tabla 11 obtenida del CTE DB SE.AE, para lo cual se seleccionará en la fila de áreas de influencia A ≥ 10 m^2.

La esbeltez del edificio en el caso del viento lateral es: $\frac{h}{d} = \frac{8.81}{25} = 0.3524$

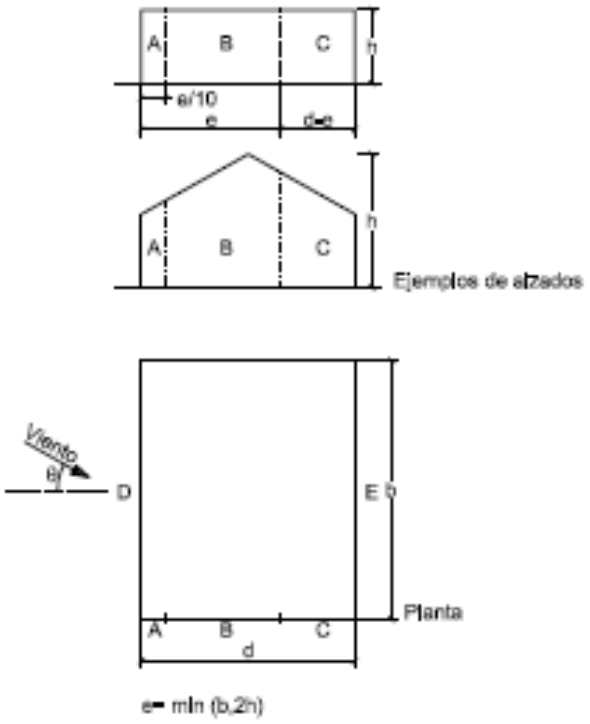


Figura 44. Paramentos Verticales.

Tabla 11. Coeficientes eólicos para viento lateral. Fuente: CTE DB SE-AE.

A (m^2)	h/d	Zona (según figura), -45º < θ < 45º				
		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

Coeficientes eólicos para viento lateral. Fuente: CTE DB-SE AE.

Dado que $\frac{h}{d}$ nos da un valor que no aparece en la tabla, es necesario interpolar la esbeltez del edificio, obteniendo los coeficientes eólicos de viento lateral sobre las superficies verticales. Dichos valores (C_{pe}) se multiplican por 0.891 (obtenido del producto de presión dinámica y coeficiente de exposición) para determinar las cargas superficiales de viento.

Los resultados obtenidos se recogen a continuación en la Tabla 12.

Tabla 12. Coeficientes eólicos.

	A	B	C	D	E
Cpe	-1,2	-0,8	-0,5	0,7123	-0,3246
Qvl(KN/m2)	-1,069	-0,7128	-0,4455	0,6347	-0,2892
	Fachadas Frontales			Fachadas Laterales	

Siendo los valores de q_{v1} y q_{v2} para el pórtico interior (teniendo en cuenta el área tributaria correspondiente, 6 m) los siguientes:

$$q_{v1} = 0.6347\ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 6\ m = 3.808\ {}^{kN}/_{m}$$

$$q_{v2} = -0.2892\ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 6\ m = -1.735\ {}^{kN}/_{m}$$

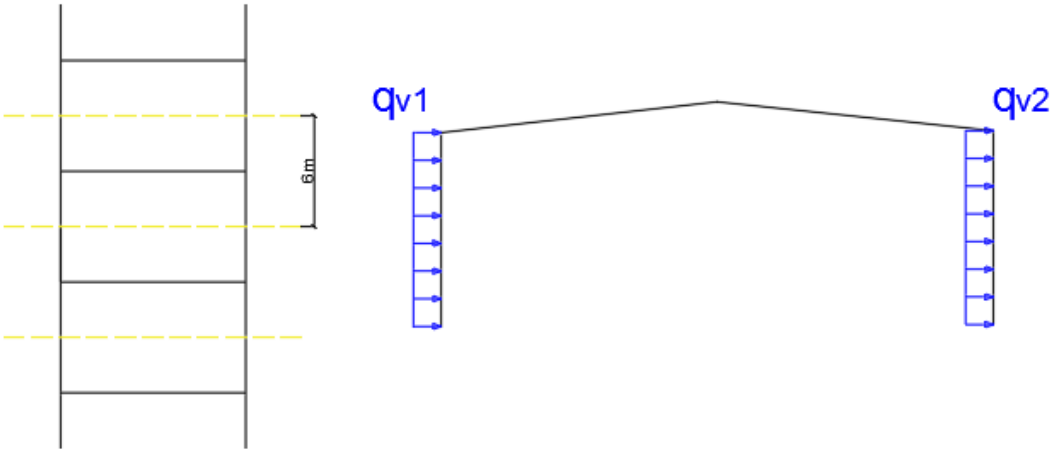


Figura 45. Pórtico interior.

La profundidad de las zonas A, B y C en las fachadas frontales depende del parámetro e (ver Figura 44), correspondiendo este a:

$$e = \min(b, 2h) = \min(90, 17{,}62) = 17{,}62 \text{ m}$$

En consecuencia, las distancias A, B y C se recogen a continuación, determinado seguidamente las cargas correspondientes :

$$x(A) = \frac{e}{10} = 1.762 \text{ m}$$

$$x(B) = e - \frac{e}{10} = 15.858 \text{ m}$$

$$x(C) = d - e = 7.38 \text{ m}$$

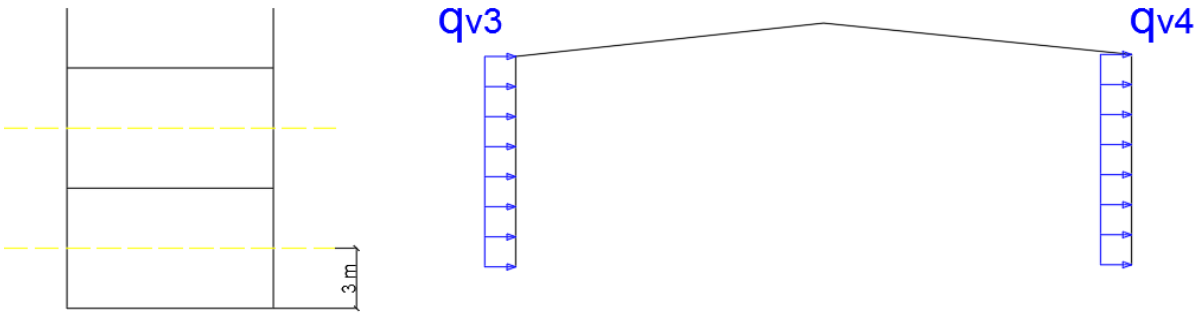


Figura 46. Pórtico de Fachada.

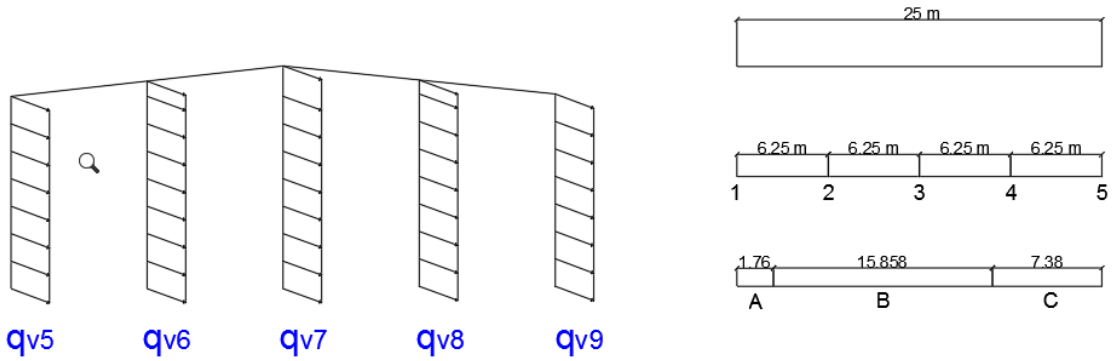


Figura 47. Fachada Frontal.

q_{v5} = 1.76 m • (-1.069 $^{kN}/_{m^2}$) + ($\frac{6.25}{2}m - 1.76$ m) • (-0.7128 $^{kN}/_{m^2}$) = 2.854 $^{kN}/_{m}$

q_{v6} = -0.7128 $^{kN}/_{m^2}$ • 6.25 m = -4.455 $^{kN}/_{m}$

q_{v7} = -0.7128 $^{kN}/_{m^2}$ • 6.25 m = -4.455 $^{kN}/_{m}$

q_{v8} = [(6.25 + $\frac{6.25}{2}$ - 7.38) m • (-0.7128 $^{kN}/_{m}$)] + [(- 0.4455 $^{kN}/_{m^2}$) • (7.38 - $\frac{6.25}{2}m$)] =

- 3.318 $^{kN}/_{m}$

q_{v9} = -0.4455 $^{kN}/_{m^2}$ • $\frac{6.25}{2}m$ = -1.392 $^{kN}/_{m}$

A continuación, procederemos a calcular las acciones del viento lateral sobre la cubierta. De manera similar que en el caso anterior, se procederá a determinar los coeficientes eólicos y las cargas correspondientes.

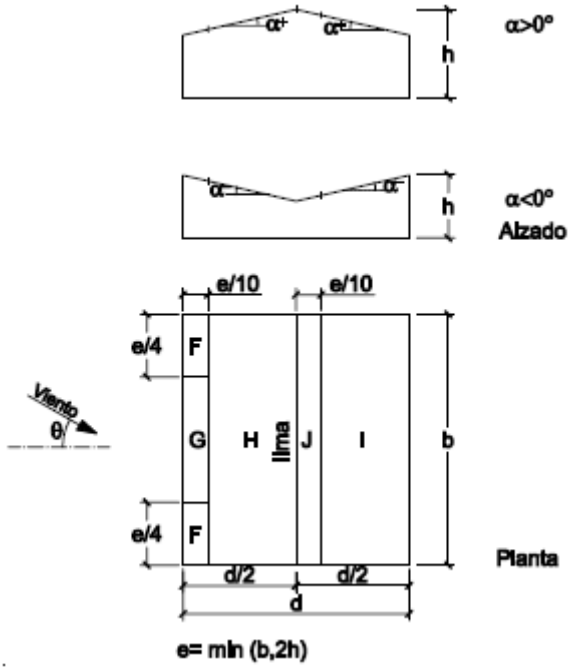


Figura 48. Cubierta a dos aguas.

Tabla 13. Resultados.

	F	G	H	I	J
Cpe1(S)	-1,62	-1,16	-0,57	-0,58	0,08
Cpe2(S)	0,02	0,02	0,02	-0,54	-0,54
qvl(kN/m2)	-1,44	-1,03	-0,51	-0,52	-0,52
qvl(kN/m2)	0,018	0,018	0,018	-0,48	-0,48

El parámetro que se utiliza para delimitar las zonas de la cubierta en el caso del viento lateral es el siguiente:

$$e=\min(b, 2h)=\min(90, 17{,}62)=17{,}62 \text{ m}$$

En consecuencia, las profundidades de cada uno de estos tramos son las siguientes:

$$X(FG)=x(J)=\frac{e}{10}=1.762 \text{ m}$$

$$x(H)=\frac{d}{2}-\frac{e}{10}=10.74 \text{ m}$$

$$x(F)=\frac{e}{4}=4.41 \text{ m}$$

$$x(G)=b-\frac{e}{2}=81.19 \text{ m}$$

Así, y teniendo en cuenta las áreas tributarias correspondientes se obtienen las cargas para cada caso.

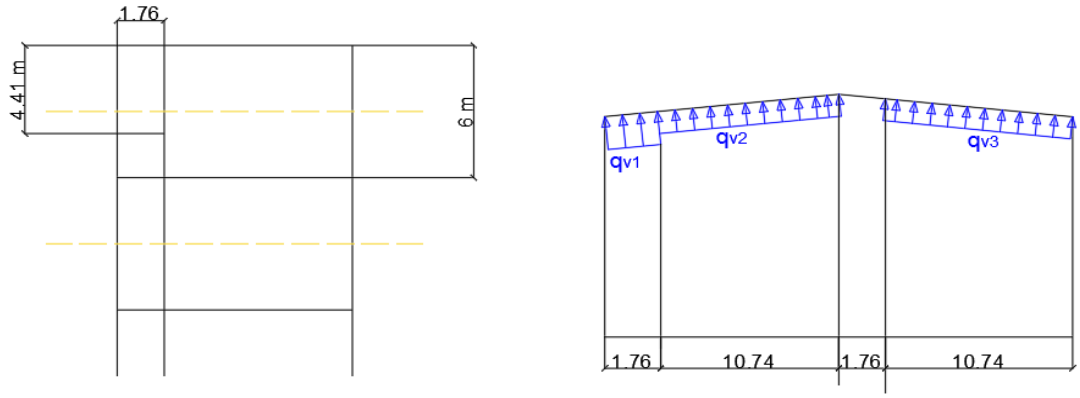


Figura 49. Pórtico intermedio Cp(1).

$$q_{v1} = [\ -1.44\ {}^{kN}/_{m^2} \bullet (\ 4.41 - 3\ )\ m\ ] + [\ -1.03\ {}^{kN}/_{m^2} \bullet (\ 9 - 4.41\ )\ m\ ] = -6.76\ {}^{kN}/_{m}$$

$$q_{v2} = -0.51\ {}^{kN}/_{m^2} \bullet 6\ m = -3.06\ {}^{kN}/_{m}$$

$$q_{v3} = -0.52\ {}^{kN}/_{m^2} \bullet 6\ m = -3.12\ {}^{kN}/_{m}$$

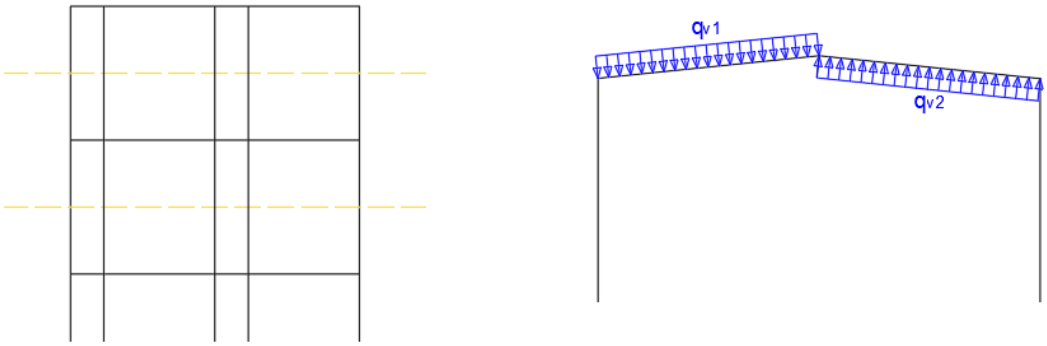


Figura 50. Pórtico intermedio Cp(2).

$$q_{v1} = 0.018\ {}^{kN}/_{m^2} \bullet 6\ m = 0.108\ {}^{kN}/_{m}$$

$$q_{v2} = -0.48\ {}^{kN}/_{m^2} \bullet 6\ m = -2.88\ {}^{kN}/_{m}$$

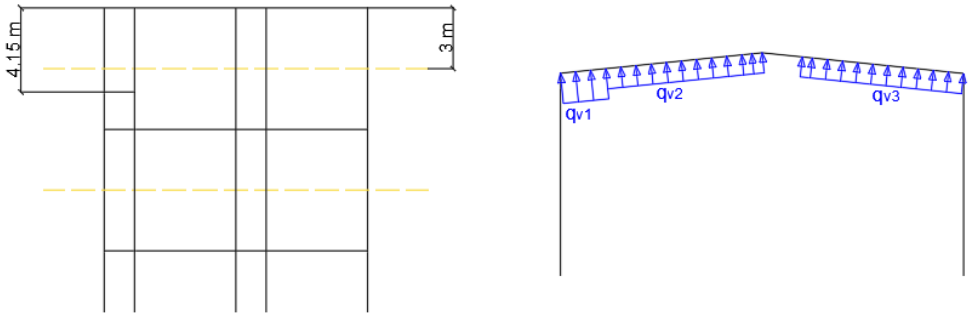


Figura 51. Pórtico de fachada Cp(1).

q_{v1} = -1.44 kN/m^2 • 3 m = -4.32 kN/m

q_{v2} = -0.51 kN/m^2 • 3 m = -1.53 kN/m

q_{v3} = -0.52 kN/m^2 • 3 m = -1.56 kN/m

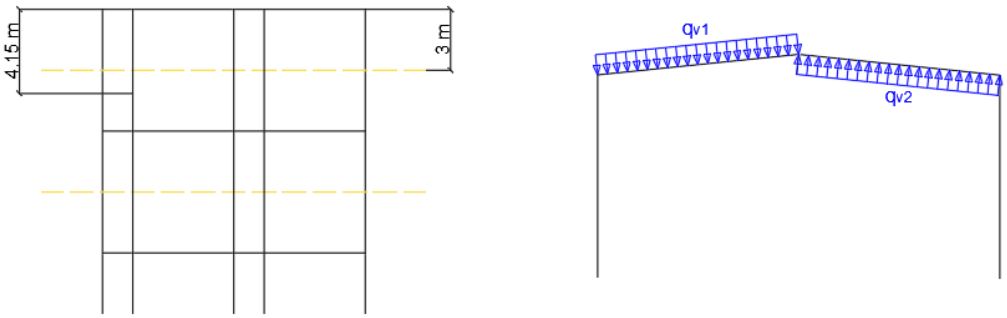


Figura 52. Pórtico de fachada Cp(2).

q_{v1} = 0.018 kN/m^2 • 3 m = 0.054 kN/m

q_{v2} = -0.48 kN/m^2 • 3 m = -1.44 kN/m

Para calcular el viento frontal, d pasará a ser la longitud de la nave que es de 90 m y b ahora será la luz del pórtico que es de 25 m. Por lo tanto, la esbeltez será:

$$\frac{h}{d} = 0.0979$$

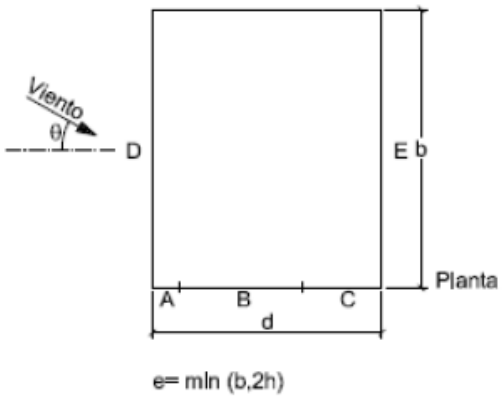


Figura 53. Paramentos verticales.

Podemos ver que la relación entre la altura de la nave y la longitud total de la nave es inferior a 0.25. En este caso no será necesario interpolar y los coeficientes eólicos de viento frontal pueden obtenerse de forma directa (Tabla 14).

Tabla 14. Coeficientes eólicos. Fuente: CTE DB SE-AE.

A (m^2)	h/d	Zona (según figura), -45º < θ < 45º				
		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

Para obtener el valor de las cargas superficiales de viento han de multiplicarse por el valor de 0.891 (obtenido del producto de presión dinámica y coeficiente de exposición). Los resultados obtenidos son los siguientes (Tabla 15):

Tabla 15. Coeficientes eólicos.

	A	B	C	D	E
Cpe	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Qvf	-1,069	-0,7128	-0,4455	0,6237	-0,2673
	Fachadas Laterales			Fachadas Frontales	

Siguiendo el procedimiento planteado con anterioridad, la profundidad de las zonas A, B y C en las fachadas laterales, que depende de e, para el viento frontal tiene un valor de:

$$e = \min(b, 2h) = \min(25,17,62) = 17,62 \text{ m}$$

Así, la profundidad de cada uno de los tramos será:

$$x(A)=\frac{e}{10}=1.76 \text{ m}$$

$$x(B)=e-\frac{e}{10}=15.86 \text{ m}$$

$$x(C)=90-e=72.38 \text{ m}$$

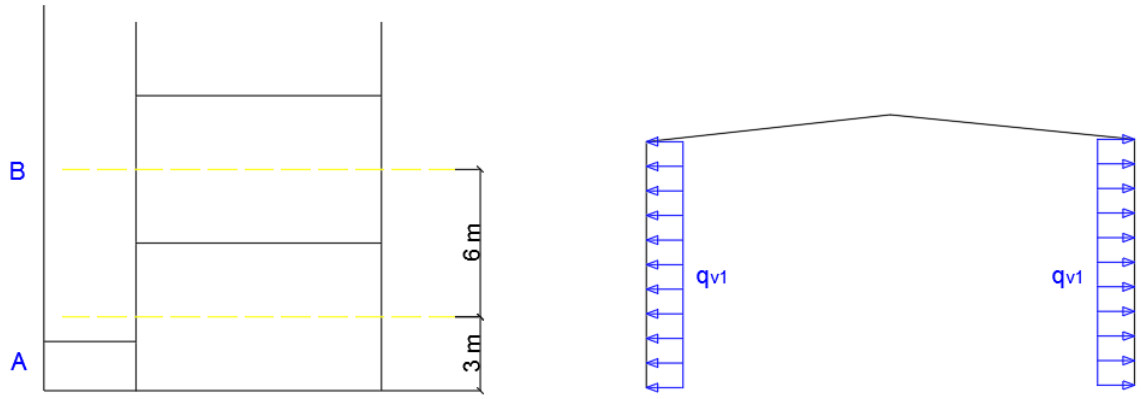


Figura 54. Pórtico intermedio.

$$q_{v1} = (-1.069 \ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 1.76 \text{ m}) + [(3 - 1.76) \cdot (-0.7128 \ {}^{kN}/_{m})] = -2.765 \ {}^{kN}/_{m}$$

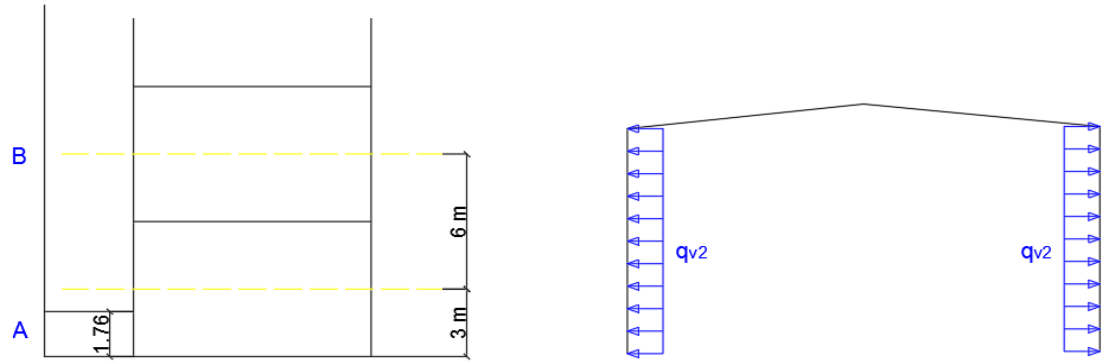


Figura 55. Pórtico frontal.

$$q_{v2} = -0.7128 \ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 6 \text{ m} = -4.277 \ {}^{kN}/_{m}$$

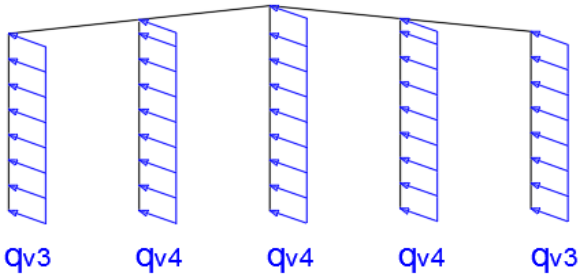


Figura 56. Plano perpendicular al pórtico.

$$q_{v3} = 0.6237 \ {}^{kN}/_{m^2} \cdot \frac{6.25}{2} \text{ m} = 1.949 \ {}^{kN}/_{m}$$

$$q_{v4} = 0.6237 \ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 6.25 \text{ m} = 3.898 \ {}^{kN}/_{m}$$

Seguidamente, vamos a calcular las superficies de cubierta. Para realizar estos cálculos es necesario conocer los coeficientes eólicos de presión en cada una de las zonas de la cubierta. Estos datos los podemos encontrar en el CTE DB SE-AE (Tabla 16).

Interpolamos entre 5º y 15º los valores de las tablas para nuestro valor de inclinación de la cubierta de 6º, determinando los coeficientes eólicos y cargas de viento en la cubierta (Tabla 17).

Tabla 16. Coeficientes eólicos para 5º y 10º.

grados	$A(m^2)$	F	G	H	I
5	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
15	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

Tabla 17. Coeficientes eólicos y cargas de viento en cubiertas.

	F	G	H	I
Cpe	-1,57	-1,3	-0,69	-0,59
Qvf	-1,399	-1,158	-0,615	-0,526

En la siguiente imagen (Figura 57) podemos ver representadas las zonas de actuación del viento frontal en cubierta y sus profundidades.

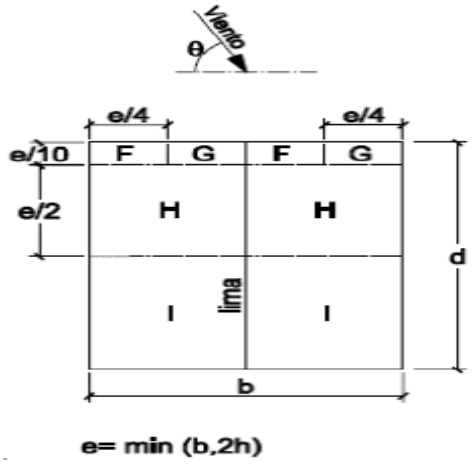


Figura 57. Viento frontal en cubierta. Fuente: CTE DB SE-AE.

Volvemos a calcular las profundidades de los diferentes tramos, las cuales dependen del valor de e, que en nuestro caso es e=17.62 m.

$$x(F,G)=\frac{e}{10}=1.762\ m$$

$$x(H)=\frac{e}{2}=8.81\ m$$

$$x(I)=d-\frac{e}{2}-\frac{e}{10}=79.31\ m$$

$$x(F)=\frac{e}{4}=4.46\ m$$

$$x(G)=b-2\frac{e}{4}=16.09\ m$$

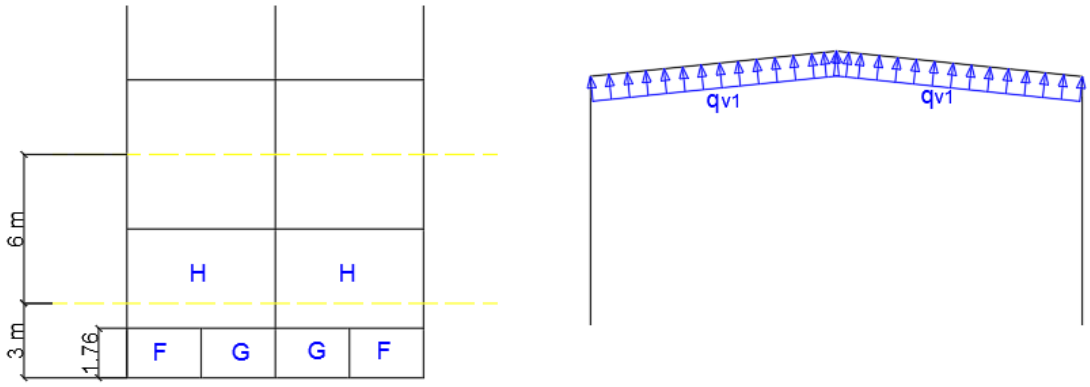


Figura 58. Pórtico intermedio.

$$q_{v1} = -0.615\ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 6\ m = -3.69\ {}^{kN}/_{m}$$

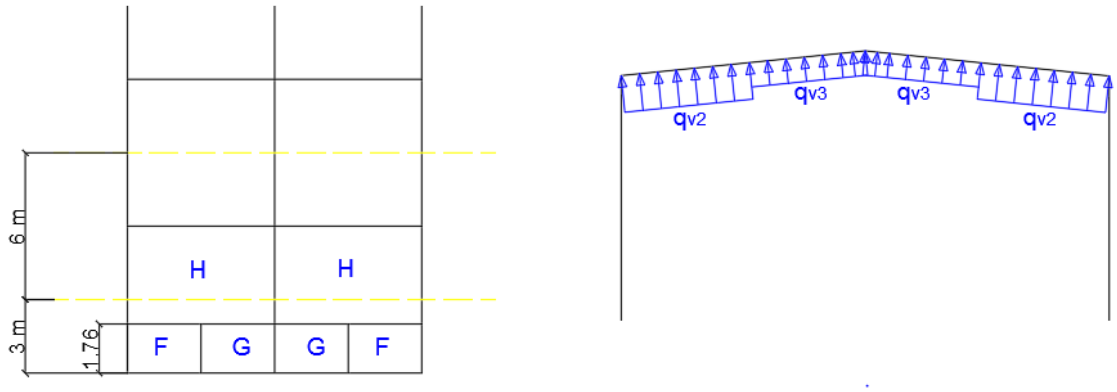


Figura 59. Pórtico frontal.

q_{v2} = (-1.399 $^{kN}/_{m^2}$ •1.76 m) + [(3-1.76) • (-0.615)] = -3.225 $^{kN}/_{m}$

q_{v3} = (-1.158 $^{kN}/_{m^2}$ •1.76 m) + [(3-1.76) • (-0.615)] = -2.801 $^{kN}/_{m}$

Tras haberse finalizado el cálculo manual de las cargas de viento se procede a determinar estas acciones sobre la estructura utilizando el generador de vientos automático del programa Robot Structural Analysis. Ello tuvo por objeto de realizar una comparación entre ambas metodologías.

Para ello se ha introducido una velocidad del viento de 29 $^{m}/_{s}$ dado que nos encontramos en la zona C (nuestra nave se encuentra muy cerca de Santander). Para conocer dicho parámetro debemos introducir el mapa de velocidades del viento que podemos encontrar en el CTE DB SE-AE, concretamente se corresponde a la Figura 60 del presente documento.

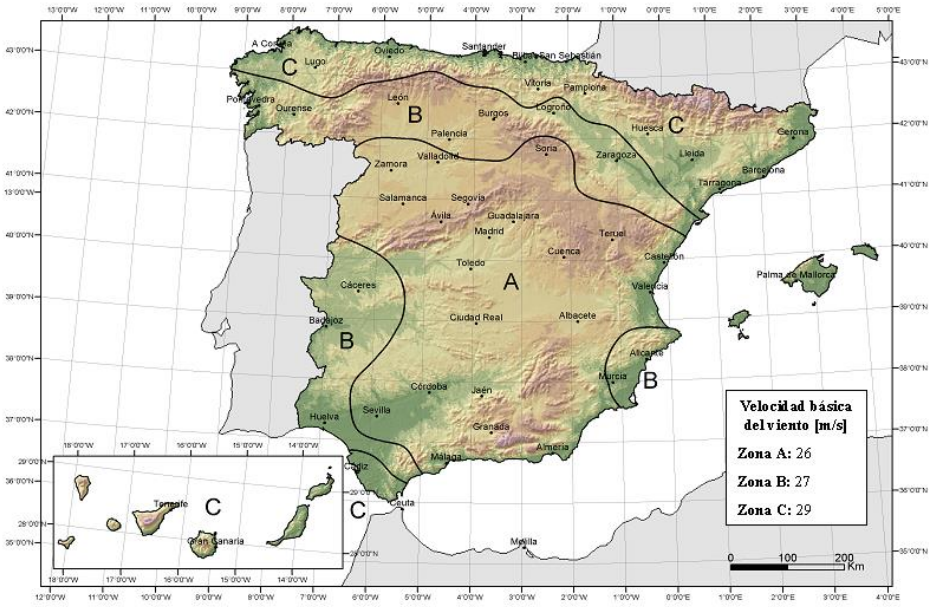


Figura 60. Mapa de velocidades del viento.

La acción del viento se ha introducido únicamente en dos direcciones, la del eje X positiva y la del eje Y positiva, dado que son los casos más desfavorables; aunque también habría que considerar la acción del viento en la dirección negativa de ambos ejes.

La presión dinámica introducida en Robot se ha obtenido como de describen en la Figura 61 y Figura 62.

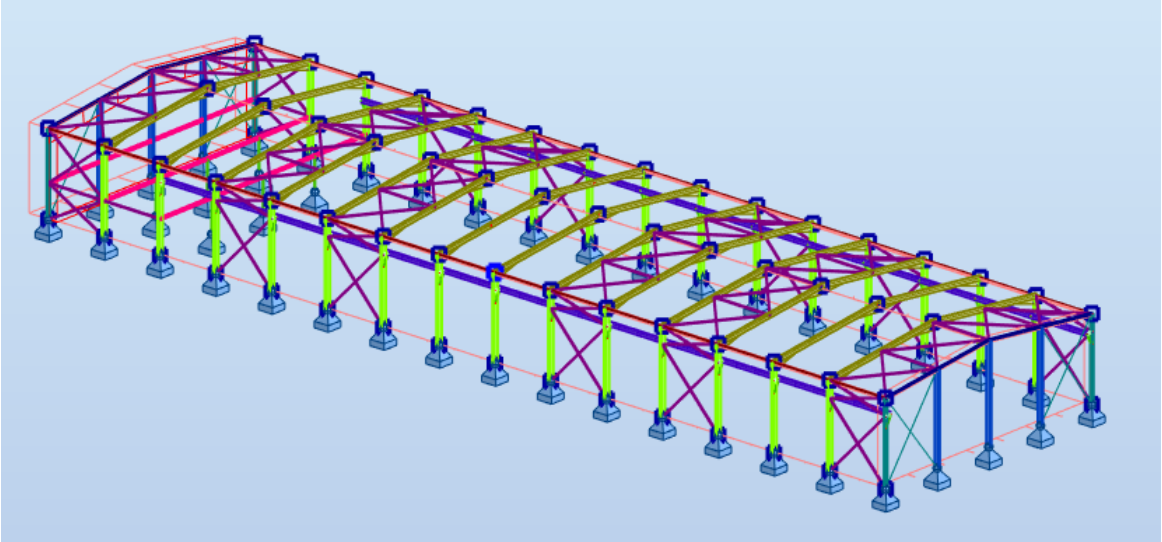


Figura 61.Acción del viento en el eje X.

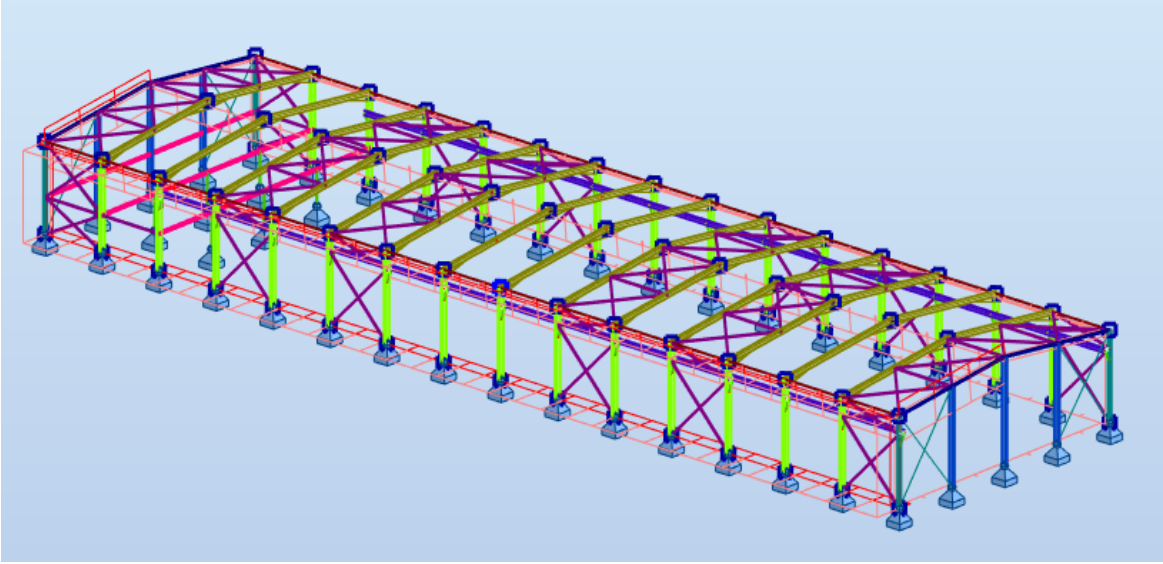


Figura 62. Acción del viento en el eje Y.

Acciones térmicas: Los edificios y los elementos que los componen están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones en la temperatura ambiental

exterior. Estas acciones no pueden pasar desapercibidas en el cálculo estructural. Para solventar este problema tenemos dos opciones principales:

- La primera opción es calcular las acciones térmicas que se producen debido a esa variación de temperatura e introducirlas en el cálculo estructural de la nave que estamos construyendo. Para conocer la variación de temperatura que debemos aplicar para cada caso en particular nos ayudamos del CTE, concretamente del CTE DB SE-AE en el apartado 3.4 “Acciones térmicas”.
- La otra opción es hacer juntas de dilatación en la estructura. En el CTE DB SE-AE se recomienda no tener elementos continuos de más de 40 m de longitud, es decir, que si se tiene una nave o edificio con elementos que tengan una longitud mayor, se recomienda realizar juntas de dilatación.

En nuestro caso en cuestión, se ha decidido realizar juntas de dilatación para abordar el problema de las acciones térmicas sobre la estructura.

Vamos a estudiar los tipos de juntas que podemos encontrarnos [Figura 63, Figura 64] y cual vamos a adoptar como solución para nuestra nave.

- La primera opción consiste en duplicar un pórtico dejando entre ambos como distancia mínima la distancia de la junta de dilatación, y arriostrando los pórticos adyacentes a la junta de dilatación como se ve en la imagen siguiente.

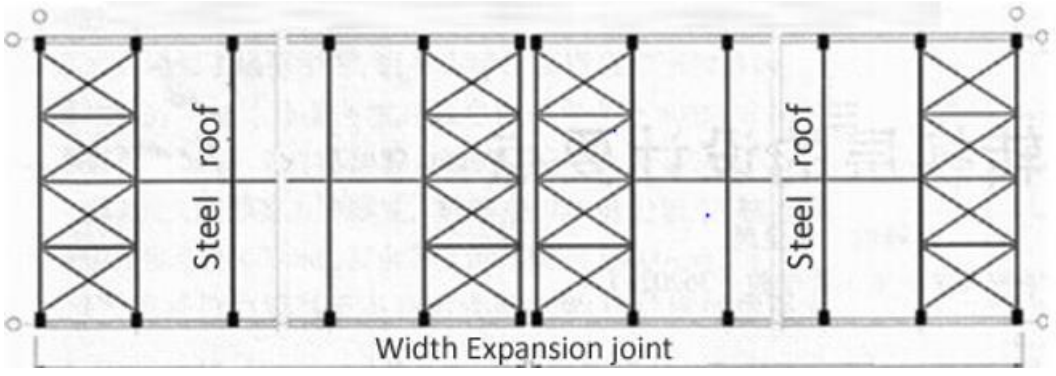


Figura 63. Junta de dilatación.

- La segunda opción consiste en dejar un espacio entre dos segmentos adyacentes independientemente de que el perfil utilizado sea una tubería de acero, acero en forma de H, acero de doble ángulo y otros tirantes rígidos. Tiene bisagras conectadas a los dos extremos de la columna, en los que el arriostramiento tiene orificios ranurados y

los extremos correspondientes de las correas del techo también deben tener orificios ranurados.

El propósito de establecer los agujeros ranurados es liberar la expansión y contracción a lo largo de la dirección longitudinal cuando cambia la temperatura. La longitud total de los orificios ranurados no debe ser inferior al ancho de la junta de expansión más el diámetro del perno de conexión. Debe haber suficiente espacio libre entre la barra de unión rígida y la parte empotrada en la parte superior de la columna, y entre la correa en la junta de expansión y la correa común adyacente para cumplir con los requisitos de deformación. El tamaño del espacio no debe ser inferior a la mitad del ancho de la junta de expansión.

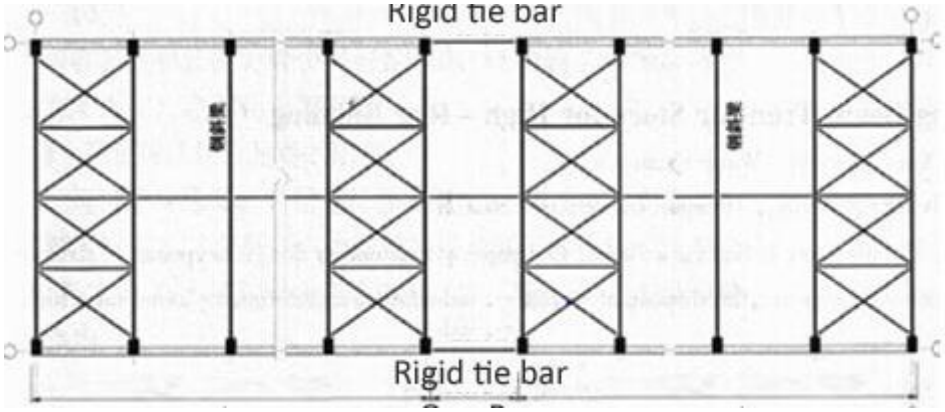


Figura 64. Junta de dilatación.

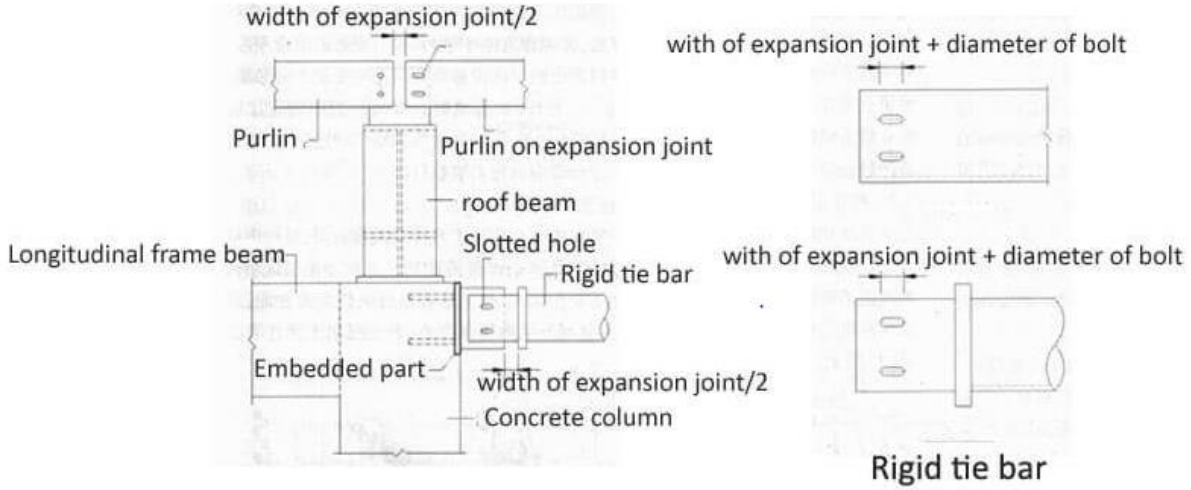


Figura 65. Detalle junta de dilatación.

En el caso que nos atañe, hemos decidido emplear el segundo tipo de junta de dilatación descrito anteriormente, debido a que es más sencillo de realizar en términos generales, y también por el gran ahorro en acero que resulta de usar este tipo de junta de dilatación para la nave, ya que al contar de 90 m de longitud se recomienda realizar al menos dos juntas de dilatación y eso requeriría añadir dos pórticos adicionales a nuestra estructura.

El siguiente paso es calcular la separación que debe tener la junta de dilatación. Para ello, vamos a utilizar la fórmula de dilatación lineal para elementos de acero. La dilatación lineal se utiliza cuando predomina una dimensión frente a las otras dos, que es lo que ocurre en nuestro caso concreto al tratarse de elementos de gran longitud. Vamos a calcularla a partir de la siguiente fórmula:

$$l = l_o \cdot (1 + \lambda \cdot \Delta T)$$

Donde:

l, l_o → Longitud final e inicial respectivamente del cuerpo.

λ → Coeficiente de dilatación lineal. Es especifico de cada material y representa el alargamiento que experimenta la unidad de longitud de un sólido, cuando su temperatura se eleva 1 K. Su unidad de medida en el sistema internacional es el k^{-1} y también puede utilizarse el $^{o}C^{-1}$.

ΔT → Incremento de temperatura que experimenta el cuerpo. Su unidad en el sistema internacional es el kelvin (K) o los ºC.

El coeficiente de dilatación térmica del acero tiene un valor de: $\lambda = 1.2 \cdot 10^{-5}\ {}^{o}c^{-1}$

Se necesita conocer el valor de la longitud y el salto térmico para poder conocer el valor de la dilatación. Como no disponemos del valor de temperatura media al no saber el momento en el que se va a construir la nave tomamos como valor de referencia los 10 ºC como nos recomienda el CTE DB SE-AE.

Para conocer el valor de la temperatura máxima del aire dependiendo del clima y del lugar vamos a tomar los valores que aparecen en la Figura 66 obtenida del CTE DB SE-AE. Para la zona en la que está situada la nave el valor de temperatura ronda entre 40 y 42 ºC.

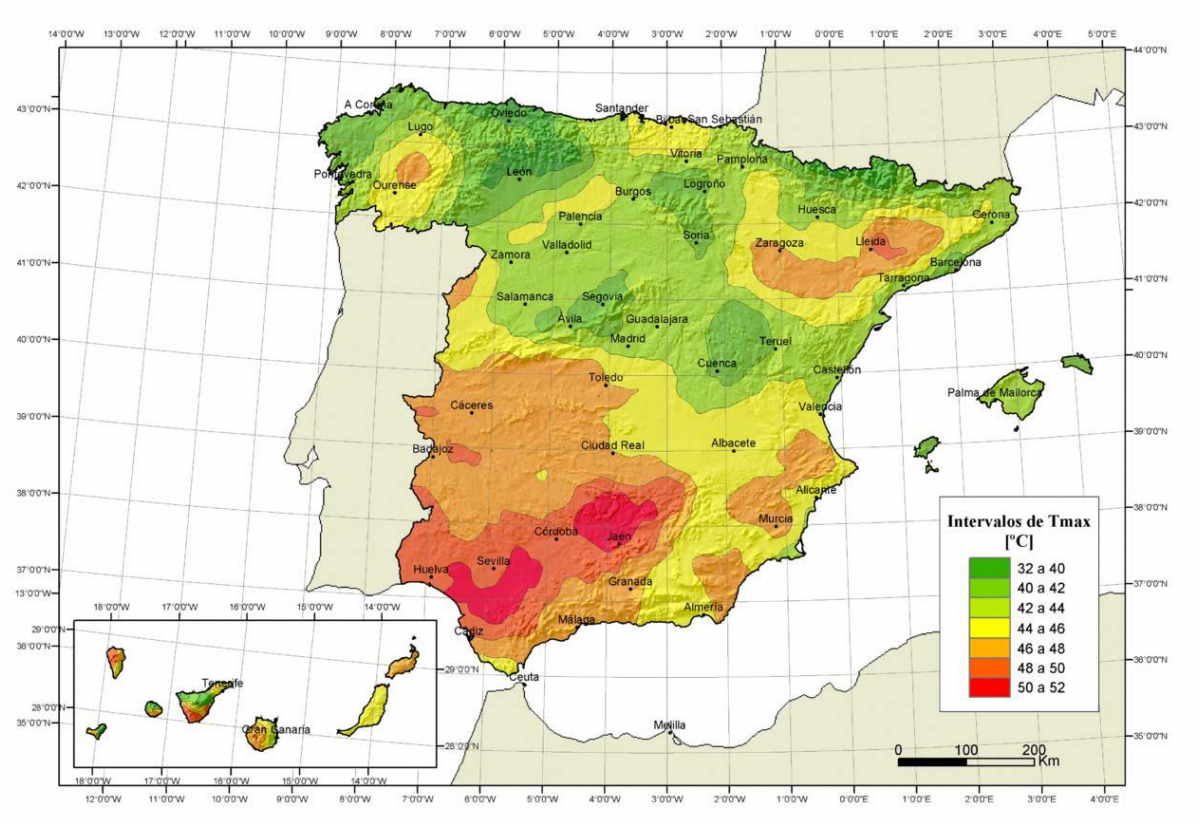


Figura 66. Temperatura en España por zonas.

Para conocer el valor de la temperatura mínima del aire vamos a la Tabla 18, en función de la altitud del emplazamiento, la zona climática invernal según la Figura 67. Zonas climáticas en invierno.

Tabla 18. Temperatura mínima del aire exterior (ºC).

Altitud (m)	**Zona de clima invernal**, (según figura E.2)						
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10



Figura 67. Zonas climáticas en invierno.

La altitud de Orejo es de 47 metros. La nave se encuentra en la zona 1, y para esa altitud voy a coger como temperatura mínima de -8 ºC.

Una vez tenemos las temperaturas máxima y mínimas y con la longitud inicial de 30 m vamos a calcular la dilatación/contracción máximas:

$$\Delta T_c = T - T_{min} = 10\ ºC - (-8\ ºC) = 18\ ºC$$

$$\Delta T_d = T_{max} - T = 40\ ºC - 10\ ºC = 30\ ºC$$

Como la mayor variación de temperatura se da para el caso de la dilatación, vamos a usar ese valor de ΔT para calcular la separación mínima que deberá tener nuestra junta de dilatación.

$$l = l_o \cdot (1 + \lambda \cdot \Delta T)$$

$$l = 30000\ mm \cdot (1 + 1.2 \cdot 10^{-5}\ {}^{o}c^{-1} \cdot 30\ ºC) = 30010.8\ mm$$

En resumen, el valor mínimo que deberá tener la junta de dilatación es de 10.8 mm.

Nieve: A continuación se procederá a realizar el cálculo de la carga de nieve sobre el edificio según lo establecido en la norma CTE DB SE-AE.

Como valor característico de la carga de nieve por superficie en proyección horizontal debe tomarse $q_{k,n} = \mu \cdot S_k$, siendo μ el coeficiente de forma y S_k es un valor característico de la carga y depende de la localización de la nave. μ vale 1 siempre que la inclinación sea menor de 30º, como es nuestro caso (6º).

Como se ha referido con anterioridad, la altitud de Orejo es de 47 m sobre el nivel del mar. En la Figura 67. Zonas climáticas en invierno. se muestran las distintas zonas de nieve y la Tabla 18. Temperatura mínima del aire exterior (ºC).Tabla *18.* Temperatura mínima del aire exterior (ºC). el valor de la sobrecarga según zona y altitud.

A partir de la Figura 67. Zonas climáticas en invierno. podemos observar que nuestra nave se encuentra en la zona 1, ya que se encuentra situada cerca de Santander. Para conocer el valor de la variable S_k vamos a la Tabla 18. Temperatura mínima del aire exterior (ºC).. Para obtener el valor más exacto posible se procede a interpolar entre 0 y 200 m de altitud para la zona uno.

$$S_k = 0.35 \ {}^{kN}/_{m^2}$$

Seguidamente se procede a calcular el valor de la carga de nieve por unidad de superficie, dígase:

$$q_{k,n} = \mu \cdot S_k = 1 \cdot 0.35 = 0.35 \ {}^{kN}/_{m^2}$$

Permitiendo finalmente calcular las cargas sobre los dinteles interiores y los de fachada:

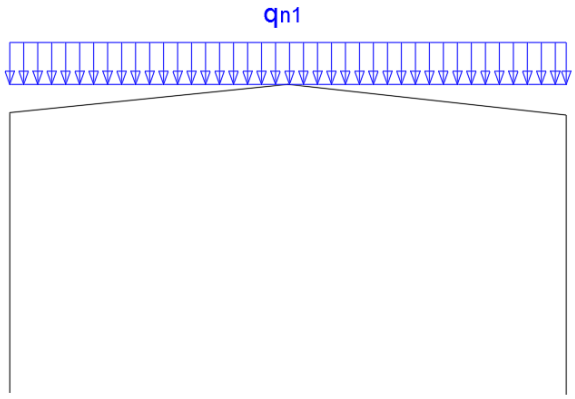


Figura 68. Pórtico de fachada.

$q_{n1} = 0.35\ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 3\ m = 1.05\ {}^{kN}/_{m}$

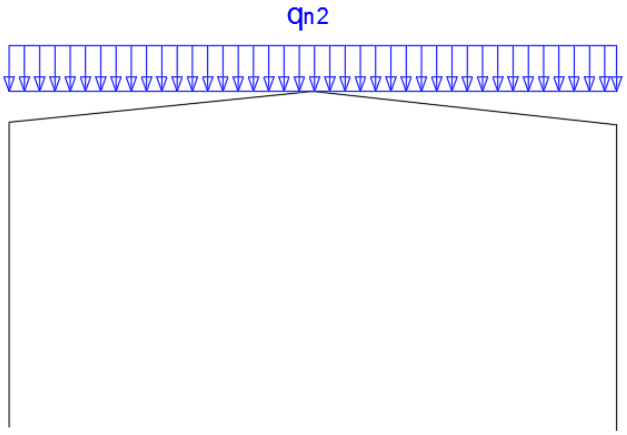


Figura 69. Pórtico intermedio.

$q_{n2} = 0.35\ {}^{kN}/_{m^2} \cdot 6\ m = 2.1\ {}^{kN}/_{m}$

5.5.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

Vamos a realizar la cimentación mediante zapatas rígidas aisladas y que soportarán los pilares de la construcción y de losas de cimentación que soportarán el peso de los elementos del interior de la nave.

El cálculo se llevará a cabo según lo dispuesto en el DB SE-C "Seguridad estructural-Cimientos" del CTE y la asignatura "Cimentaciones y Hormigón en Máquinas y Estructuras".

Lo primero a tener en cuenta en la resistencia del terreno, para poder conocer las dimensiones que deberá tener nuestra zapata. Como hemos visto anteriormente en el apartado de geotecnia, la resistencia del terreno será de 2 kg / cm^2.

Como recomendaciones previas a la construcción de las zapatas tendremos en cuenta las siguientes:

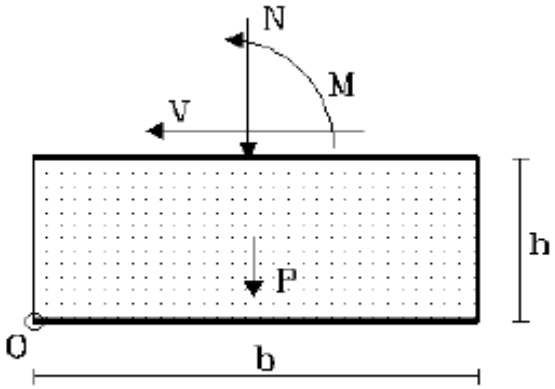
- Se colocará un hormigón pobre, de limpieza o de nivelación bajo las zapatas (con una baja resistencia), con un grosor mínimo de 5 cm.
- No se emplearán diámetros de barras inferiores a 12mm y el acero no será inferior a un B 400 S.
- La resistencia del terreno, vista previamente en el apartado de geotecnia, es de 2 kg / cm^2.
- El recubrimiento lateral de las barras no debe ser inferior a 5 cm, para asegurarse que las barras quepan en el pozo excavado con unas tolerancias normales de excavación y corte de barras.
- La separación que habrá entre armaduras no podrá ser superior a los 30 cm, ni inferior a los 10 cm.

Para la construcción de la zapata vamos a utilizar los siguientes elementos:

- Hormigón f_{ck}=250 kg / cm^2. Con un coeficiente de seguridad de minoración de la resistencia del hormigón de γ_s=1.5
- Acero f_{yk}=5100 kg / cm^2. Con un coeficiente de seguridad de minoración de la resistencia del acero de γ_s=1.15.

Acciones a considerar para el cálculo de la cimentación:

Las acciones consideradas para el cálculo de la zapata son las más desfavorables que se dan sobre un poste, las cuales están recogidas en el anexo ( ) y cuyos valores son:



N=100.53 kN

M=282.12 kN•m

V=38.07 kN

Siendo:

N, M, V= Esfuerzos en la base del pilar.

P= Peso propio de la zapata.

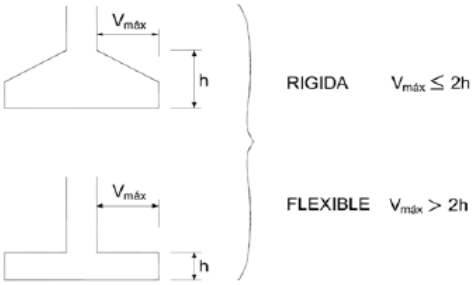
b= Ancho de la zapata.

h= altura o canto de la zapata.

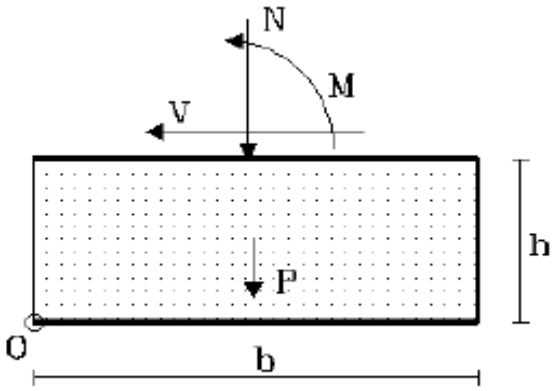
En nuestro caso la zapata se realizará a ras de suelo, por lo tanto no se tendrá que considerar el peso adicional del terreno que quedaría por encima (y cuyo efecto sería estabilizador).

Vamos a tomar una serie de consideraciones previas al dimensionado de la zapata:

- Como se trata de una nave industrial con estructura metálica y que además posee un puente grúa, por lo que se producirán momentos elevados. Para compensar la acción de los momentos vamos a utilizar una zapata rectangular, con una mayor longitud que compense los momentos.
- Vamos a calcular la zapata haciendo la suposición de que es una zapata flexible. Para que una zapata sea flexible debe cumplir lo siguiente:



Dimensionado de la zapata:



N=134.91 kN

M=290.04 kN•m

V=43.22 kN

Voy a suponer que el valor del peso de la zapata es en torno al 10% de la carga N que se aplica.

$\sigma_{adm}=\frac{N*P}{a \bullet b}$ → $200\ {}^{kN}/_{m^2} = \frac{1.1 \bullet 134.91\ kN}{a \bullet b} = \frac{1.1 \bullet 134.91\ kN}{0.5 \bullet a \bullet a}$ → a=1.218 metros

Para zapatas rectangulares tenemos que:

b=k•a → donde k>0.5 → Voy a tomar un valor de k=0.5

b=k•a = 0.5•1.05=0.609 metros

$V_{máx} > 2 \bullet h$ → $V_{máx} = 2 \bullet h$ → $\frac{a-c}{2} = 2 \bullet h$ → $\frac{1.218-0.8}{2} = 2 \bullet h$ → h=0.1045 m.

Donde c=Longitud de la chapa que une la zapata al pilar.

Como el valor que obtenemos de la altura es muy pequeño, voy a suponer una altura y hacer los pasos a la inversa.

Para tomar un valor de altura inicial voy a tener en cuenta 2 valores principales.

1.-El valor de la longitud de los pernos de anclaje de la chapa. El valor mínimo de los pernos es de 400 mm.

2.- El recubrimiento nominal.

$$C_{nom}=C_{min}+\Delta C_{dev}=50+10=60\ mm$$

ΔC_{dev}=10 mm.

C_{min} → Depende de la composición del terreno.

Como no se el tipo de corrosión del terreno, voy a coger el valor más restrictivo de las tablas → C_{min}=50mm.

En piezas hormigonadas sobre el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior. (CÓDIGO ESTRUCTURAL).

Como el menor valor que puedo colocar de los pernos de anclaje es de 400mm, considerando el recubrimiento, voy a tomar un valor mínimo de la altura h=500 mm.

$$\frac{a-c}{2} = 2 \cdot h \rightarrow \frac{a-0.8}{2} = 2 \cdot 0.5 \rightarrow a = 2.8 \text{ m}$$

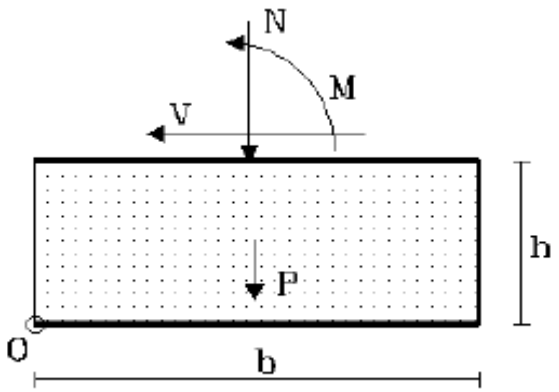
$$b = 0.5 \cdot 2.8 = 1.4 \text{ m}$$

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=2.8•1.4•0.5•2500 $^{kg}/_{m^3}$=4900 kg=49 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$M_{volcador} = M + V \cdot h$

$M_{est} = (N+P) \cdot \frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma e^{est} \geq M_{volcador} \cdot \gamma e^{desest}$

$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}}$

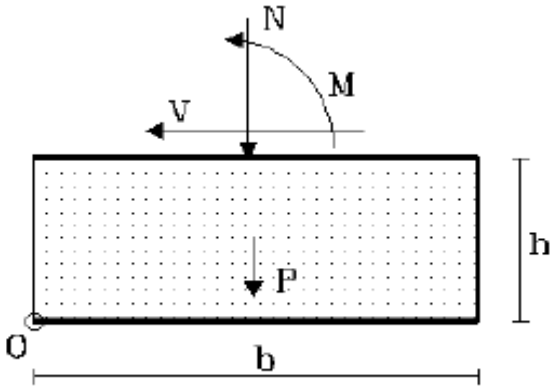
${\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}} = \gamma_V \qquad \gamma_V > 2$

$M_{volcador}$ = 290.04 + 43.22 • 0.5 = 311.65 kN • m

$M_{est} = (134.91 + 49) \cdot \frac{2.8}{2}$ = 257.47 kN • m

$\gamma_V = \frac{257.47}{311.65}$ = 0.826 → No Cumple la condición, hay que volver a dimensionar la zapata.

Seguridad a deslizamiento.



$F_{estabilizadora} = F_{deslizadora} \cdot \gamma_{desliz}$

$\gamma_{desliz} > 1.5$

$\frac{Festab}{Fdeslizadora} > \gamma_{desliz}$

$\frac{(N+P)\cdot\mu}{V} > 1.5 \rightarrow \frac{(134.91+49)}{43.22}\cdot\mu > 1.5 \rightarrow 2.98 > 1.5 \rightarrow$ Cumple

$\mu = tg\ 35^{o} = 0.7$

Como no se cumple la condición para la seguridad a vuelco voy a aumentar las dimensiones de la zapata y volver a realizar todos los cálculos para ver si se cumplen.

Voy a tomar una altura de h=0.6 metros.

$$\frac{a-c}{2} = 2 \cdot h \rightarrow \frac{a-0.8}{2} = 2 \cdot 0.6 \rightarrow a = 3.2\ m$$

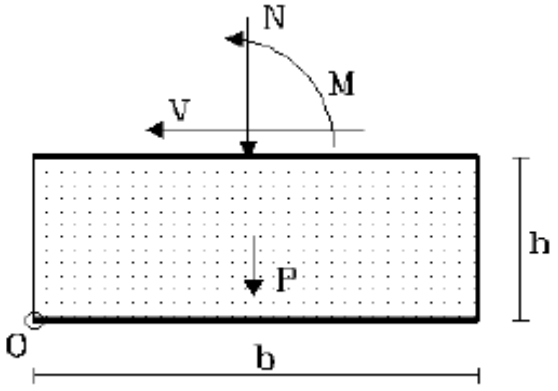
$$b = 0.5 \cdot 3.2 = 1.6\ m$$

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=$3.2 \cdot 1.6 \cdot 0.6 \cdot 2500 {}^{kg}/_{m^3} = 7680\ kg = 76.8\ kN$.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$M_{volcador} = M + V \cdot h$

$M_{est} = (N+P) \cdot \frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma e^{est} \geq M_{volcador} \cdot \gamma e^{desest}$

$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {}^{\gamma e^{desest}}/_{\gamma e^{est}}$

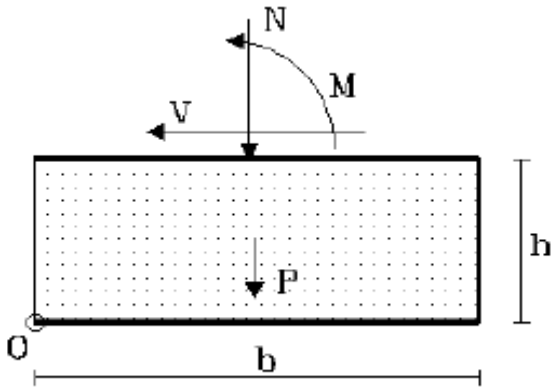
$\gamma e^{desest}/_{\gamma e^{est}}$ = γv γv>2

Mvolcador = 290.04 + 43.22 • 0.6 = 315.97 kN • m

Mest = (134.91 + 76.8) • $\frac{3.2}{2}$ = 338.74 kN • m

γv = $\frac{338.74}{315.97}$ = 1.07 → No Cumple la condición, hay que volver a dimensionar la zapata.

Seguridad a deslizamiento.



Festabilizadora = Fdeslizadora•γdesliz

γdesliz > 1.5

$\frac{Festab}{Fdeslizadora}$ > γdesliz

$\frac{(N+P)•\mu}{V}$ > 1.5 → $\frac{(134.91+76.8)}{43.22}$•μ > 1.5 → 3.43 > 1.5 → Cumple

μ= tg 35º =0.7

Como no se cumple la condición para la seguridad a vuelco en este caso tampoco, voy a aumentar las dimensiones de la zapata y volver a realizar todos los cálculos para ver si se cumplen.

Voy a tomar una altura de h=0.7 metros.

$\frac{a-c}{2}$ = 2•h → $\frac{a-0.8}{2}$ = 2•0.7 → a=3.6 m

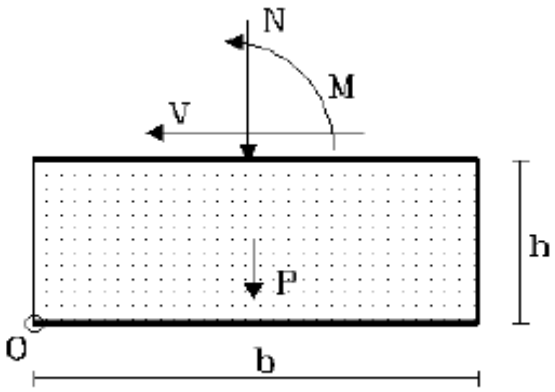
b = 0.5•3.2 = 1.8 m

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=3.6•1.8•0.7•2500$^{kg}/_{m^3}$=11340 kg=113.4 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$M_{volcador} = M+V \cdot h$

$M_{est} = (N+P) \cdot \frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma e^{est} \geq M_{volcador} \cdot \gamma e^{desest}$

$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}}$

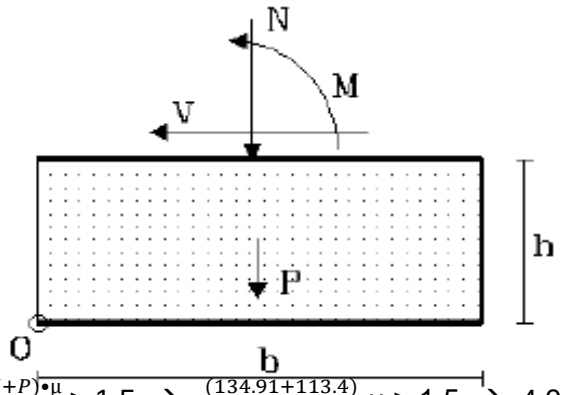
${\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}} = \gamma_V \qquad \gamma_V > 2$

$M_{volcador} = 290.04 + 43.22 \cdot 0.7 = 320.29\ kN \cdot m$

$M_{est} = (134.91 + 113.4) \cdot \frac{3.6}{2} = 446.98\ kN \cdot m$

$\gamma_V = \frac{446.98}{320.29} = 1.39$ → No Cumple la condición, hay que volver a dimensionar la zapata.

Seguridad a deslizamiento.



$F_{estabilizadora} = F_{deslizadora} \cdot \gamma_{desliz}$

$\gamma_{desliz} > 1.5$

$\frac{Festab}{Fdeslizadora} > \gamma_{desliz}$

$\frac{(N+P) \cdot \mu}{V} > 1.5$ → $\frac{(134.91+113.4)}{43.22} \cdot \mu > 1.5$ → $4.02 > 1.5$ → Cumple

$\mu = tg\ 35^o = 0.7$

Como sigue sin cumplirse la seguridad a vuelco de la estructura, voy a volver a aumentar el canto de la zapata y también a tomar un valor del lado más corto b mayor al anterior.

Voy a tomar una altura de h=0.8 metros.

$\frac{a-c}{2}$ = 2•h → $\frac{a-0.8}{2}$ = 2•0.8 → a=4 m

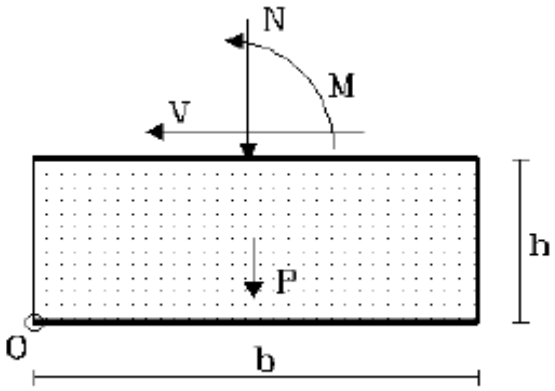
Voy a tomar una valor de b=2.5 m

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=4•2.5•0.8•2500$^{kg}/_{m^3}$=20000kg=200 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$M_{volcador}$ = M+V•h

M_{est} = (N+P) • $\frac{a}{2}$

M_{est}•γe^{est} ≥ $M_{volcador}$•γe^{desest}

$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}}$

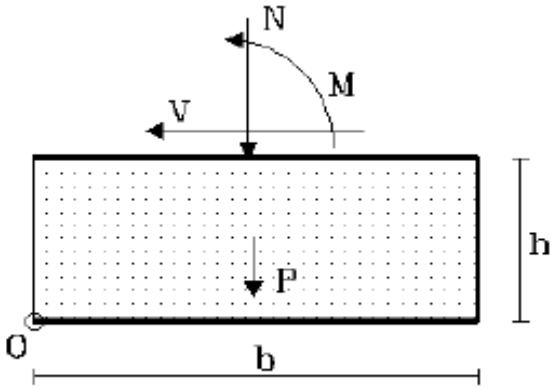
${\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}} = \gamma_V$ γ_V>2

$M_{volcador}$ = 290.04 + 43.22 • 0.8 = 324.62 kN • m

M_{est} = (134.91 + 200) • $\frac{4}{2}$ = 669.82 kN • m

$\gamma_V = \frac{669.82}{324.62}$ = 2.06 → Cumple la condición, pero voy a aumentar el tamaño de b para estar del lado de la seguridad.

Seguridad a deslizamiento.



$F_{estabilizadora} = F_{deslizadora} \cdot \gamma_{desliz}$

$\gamma_{desliz} > 1.5$

$\frac{Festab}{Fdeslizadora} > \gamma_{desliz}$

$\frac{(N+P)\cdot\mu}{V} > 1.5 \rightarrow \frac{(134.91+200)}{43.22}\cdot\mu > 1.5 \rightarrow 5.42 > 1.5 \rightarrow$ Cumple

$\mu = tg\ 35^{o} = 0.7$

Aunque se cumpla la seguridad a vuelco de la estructura, voy a volver a aumentar el valor del lado más corto b.

Voy a tomar una altura de h=0.8 metros.

$$\frac{a-c}{2} = 2 \cdot h \rightarrow \frac{a-0.8}{2} = 2 \cdot 0.8 \rightarrow a = 4\ m$$

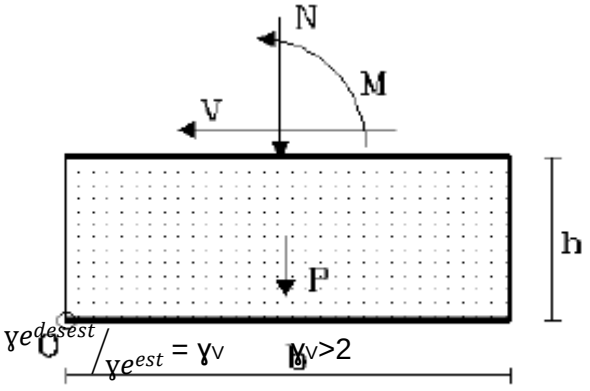
Voy a tomar una valor de b=3 m

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=4•3•0.8•2500$^{kg}/_{m^3}$=24000kg=240 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$\gamma e^{desest}/\gamma e^{est} = \gamma_v$ $\gamma_v > 2$

$M_{volcador} = M + V \cdot h$

$M_{est} = (N+P) \cdot \frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma e^{est} \geq M_{volcador} \cdot \gamma e^{desest}$

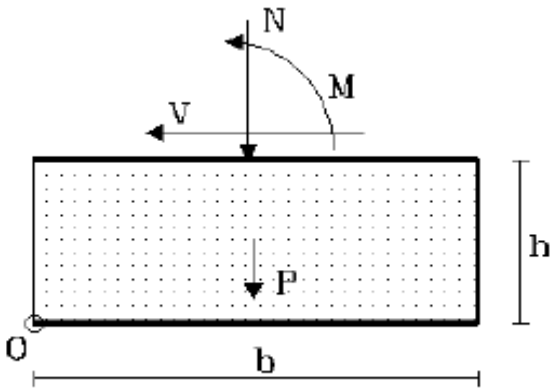
$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}}$

$M_{volcador}$ = 290.04 + 43.22 • 0.8 = 324.62 kN • m

M_{est} = (134.91 + 240) • $\frac{4}{2}$ = 749.82 kN • m

$\gamma_V = \frac{749.82}{324.62}$ = 2.31 → Cumple la condición.

Seguridad a deslizamiento.



$F_{estabilizadora} = F_{deslizadora} \bullet \gamma_{desliz}$

$\gamma_{desliz} > 1.5$

$\frac{Festab}{Fdeslizadora} > \gamma_{desliz}$

$\frac{(N+P)\bullet\mu}{V} > 1.5$ → $\frac{(134.91+240)}{43.22}\bullet\mu > 1.5$ → 6.07 > 1.5 → Cumple

μ= tg 35º =0.7

Voy a calcular a continuación el reparto de tensiones para conocer como son las fuerzas a lo largo de la zapata.

El primer caso es calcular la excentricidad:

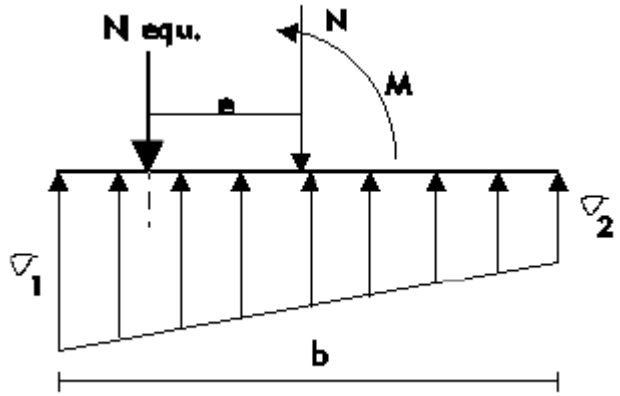
$e = \frac{M}{N} = \frac{290.04+43.22*0.8}{134.91+240}$ =0.866 m

Conociendo el valor de e, podemos encontrar 3 posibles casos de reparto de tensiones que son los siguientes:

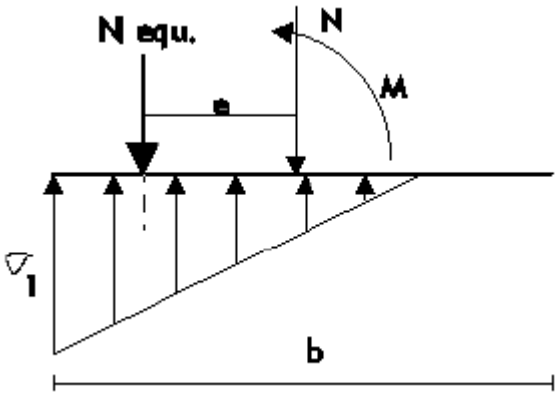
Caso 1.- La excentricidad e ≤ $\frac{b}{6}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.83 /≤ $\frac{4}{6}$ = 0.66

No se cumple el primer caso



Caso 2.- La excentricidad $\frac{b}{6} \leq e \leq \frac{b}{3}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.



0.67 ≤ 0.866 ≤ 1.33 → Se cumple la condición, estamos en este caso.

$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d \cdot a} = \frac{4 \cdot N}{3 \cdot (b - 2 \cdot e) \cdot a}$

Donde a es el lado corto y b el largo.

$\sigma_1 = \frac{4 \cdot (134.91 + 240)}{3 \cdot (4 - 2 \cdot 0.866) \cdot 3} = 73.47 \ {}^{kN}/_{m^2}$

$\sigma_1 \leq 1.2 \cdot \sigma_{adm}$ → 73.47 ≤ 240 → Cumple

Ahora voy a calcular la armadura de las zapatas.

Como ya conocemos la excentricidad y el caso concreto en el que estamos trabajando, así que vamos a calcular la longitud H, siendo H la longitud sobre la que el terreno realiza una reacción sobre la zapata.

Tenemos que:

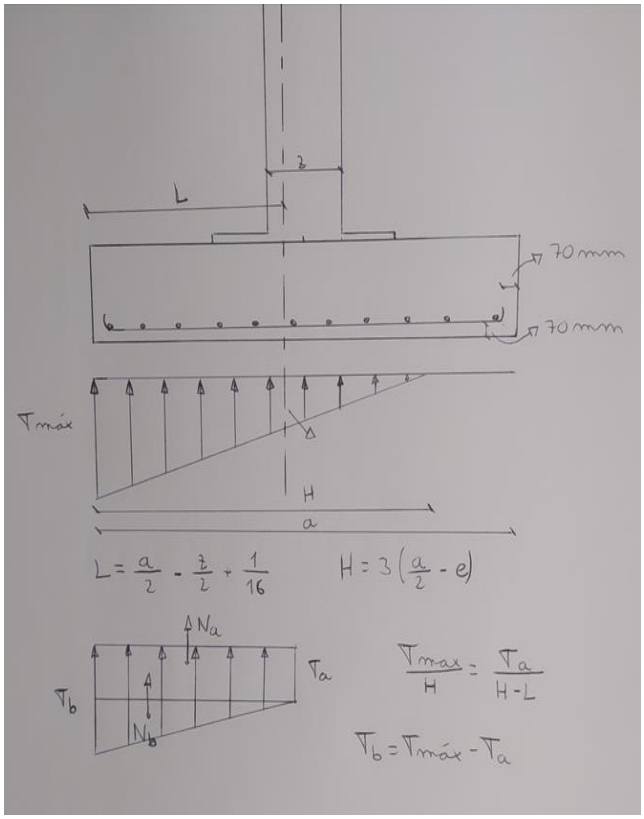
$$\frac{H}{3} = \frac{a}{2} - e \rightarrow H = 3 \cdot \left(\frac{a}{2} - e\right) = 3 \cdot \left(\frac{4}{2} - 0.87\right) = 3.4 \text{ metros}$$

El siguiente paso es calcular la $\sigma_{máx}$ de reacción del terreno sobre la zapata.

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{máx} \cdot H \cdot b = N + P$$

$$\sigma_{máx} = \frac{2 \cdot (N + P)}{H \cdot b} = \frac{2 \cdot (134.91 + 240)}{3.4 \cdot 3} = 73.51 \ {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora vamos a calcular el momento que genera la reacción del suelo respecto a un plano que vamos a situar a $^1/_{16}$ metros por dentro del perfil IPE, como se muestra en el siguiente dibujo.



$$L = \left(\frac{a}{2} - \frac{0.55}{2} + \frac{1}{16}\right) = \left(\frac{4}{2} - \frac{0.55}{2} + \frac{1}{16}\right) =$$

1.788 metros

Aplico una regla de la equivalencia de triángulos para poder descomponer el valor de $\sigma_{máx}$ y poder calcular el momento que se genera, por lo que tenemos:

$$\frac{\sigma_{máx}}{3.4} - \frac{\sigma_a}{1.61} \rightarrow \sigma_a = 73.51 \cdot \frac{1.61}{3.4} =$$

$$34.8\ {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_b = \sigma_{máx} - \sigma_a = 38.71\ {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora hay que calcular las distancias desde los centros de los 2 momentos que vamos a calcular al plano que hemos tomado al principio del dimensionado de la armadura.

$$d_1 = \frac{L}{2} = 0.894 \text{ metros}$$

$$d_2 = \frac{2}{3} \cdot 1.79 = 1.19 \text{ metros}$$

Conocidos los valores de las distancias y las sigmas vamos a calcular el valor de la reacción, en kN, que se produce para poder obtener el momento:

$$N_a = \sigma_a \cdot L \cdot b = 34.8 \cdot 1.79 \cdot 3 = 186.88 \text{ kN}$$

$$N_b = \frac{1}{2} \cdot 38.71 \cdot 1.79 \cdot 3 = 103.94 \text{ kN}$$

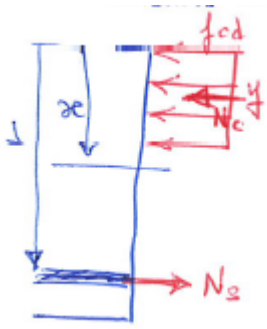
Por último calculamos los momentos que se producen:

$$M_a = N_a \cdot d_1 = 186.88 \cdot 1.11 = 167.07 \text{ kN•m}$$

$$M_b = N_b \cdot d_2 = 103.94 \cdot 1.19 = 123.69 \text{ kN•m}$$

$$M_T = 186.88 + 123.69 = 310.57 \text{ kN•m}$$

Una vez ya tenemos el momento que se produce, vamos a calcular ahora el area de acero que se necesita en la zapata para contrarrestar dicho momento:



Partimos de: M_d = 310.57 kN•m

$$f_{cd} \bullet b \bullet y \bullet \left(d - \frac{y}{2} \right) = M_d$$

$$20 \frac{N}{mm^2} \bullet 3000\ mm^2 \bullet y \bullet \left(730\ mm - \frac{y}{2} \right) = 310.57 \bullet 10^6\ N \bullet mm$$

$$30 \bullet y^2 - 43800 \bullet y + 310570 = 0$$

$$y = 1452.87\ mm$$

$$y = 7.13\ mm$$

Tomamos la segunda solución ya que la primera no es posible ya que es mayor que el canto que tiene la zapata que estamos calculando.

Una vez tenemos el valor de y ya podemos calcular el área de acero necesaria para contrarrestar el momento que tenemos.

$$A_s = \frac{Nc}{fyd} = \frac{20 \bullet 3000 \bullet 7.13}{434.8} = 983.9\ mm^2$$

$$A_s = 9.84\ cm^2 = n \bullet \frac{\pi \bullet \emptyset^2}{4}$$

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 3 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 5 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 13 barras

Como el área obtenida es muy pequeña voy a calcular las cuantías mínimas tanto geométrica como mecánica para ver si es necesario disponer de una cantidad mayor de acero.

Cuantía mecánica mínima.

$$A_s \geq 0.04 \bullet 3000 \bullet 730 \bullet \frac{20\ {}^{N}/_{mm^2}}{434.8\ {}^{N}/_{mm^2}}$$

$$A_s \geq 4029.44\ mm^2$$

Cuantía geométrica mínima.

$$\frac{As}{Ac} = \frac{1121.9}{3000 \bullet 730} = 0.00051 \rightarrow \text{Cumple}$$

Como no cumple la cuantía mínima geométrica, vamos a tomar ese valor de área de acero para la armadura mínima a considerar para la zapata.

Nuestro nuevo valor de A_S = 4029.44 mm^2. Para este valor obtenemos los siguientes números de barras para los diámetros considerados.

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 9 barras

Si tomamos barras de Ø = 20 mm → n = 13 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 20 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 52 barras

Vamos a seleccionar un diámetro de Ø = 20 mm para nuestras barras de acero, por lo que la separación de nuestras barras será la siguiente:

a = 4 metros = 4000 mm. Teniendo en cuenta que el recubrimiento mínimo es de 70 mm, y que hay que considerar ambas paredes laterales, por lo que habrá que restar a la distancia a considerar los 140 mm de los recubrimientos.

4000 – 140 = 3860 mm.

$\frac{3860}{13}$ = 296.92 mm

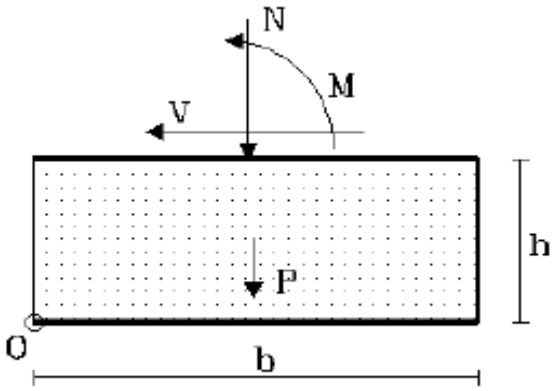
Entonces dispondremos de barras cada 295 mm.

Como el valor de las cargas es diferente a lo largo de la construcción vamos a diferenciar varios tipos de zapatas. El cálculo previamente realizado corresponde a las zapatas centrales de la nave, que corresponde a los pórticos del 3 al 15. En los pórticos de fachada se van a considerar 2 tipos de zapatas diferentes debido a que también tenemos los pilares de fachada.

Vamos a empezar por calcular las zapatas de esquina correspondientes a la zona de oficinas.

Acciones a considerar para el cálculo de la cimentación para este caso:

Las acciones consideradas para el cálculo de la zapata son las más desfavorables que se dan sobre un poste, las cuales están recogidas en el anexo 7 y cuyos valores son:



N=39.98 kN

M=9.63 kN•m

V=4.15 kN

Siendo:

N, M, V= Esfuerzos en la base del pilar.

P= Peso propio de la zapata.

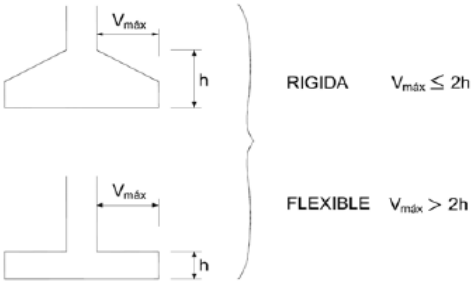
b= Ancho de la zapata.

h= altura o canto de la zapata.

En nuestro caso la zapata se realizará a ras de suelo, por lo tanto no se tendrá que considerar el peso adicional del terreno que quedaría por encima (y cuyo efecto sería estabilizador).

Vamos a tomar una serie de consideraciones previas al dimensionado de la zapata:

- Como se trata de una nave industrial con estructura metálica y que además posee un puente grúa, por lo que se producirán momentos elevados. Para compensar la acción de los momentos vamos a utilizar una zapata rectangular, con una mayor longitud que compense los momentos.
- Vamos a calcular la zapata haciendo la suposición de que es una zapata flexible. Para que una zapata sea flexible debe cumplir lo siguiente:



Las consideraciones a tomar son las mismas que para las demás zapatas que hemos calculado y que vamos a calcular, solo cambian los esfuerzos sobre la zapata, el tamaño de la misma y la armadura necesaria para cada caso.

Dimensionado de la zapata:

En piezas hormigonadas sobre el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior. (CÓDIGO ESTRUCTURAL).

Voy a tomar una altura de h=0.5 metros.

$\frac{a-c}{2}$ = 2•h → $\frac{a-0.6}{2}$ = 2•0.6 → a=3 m

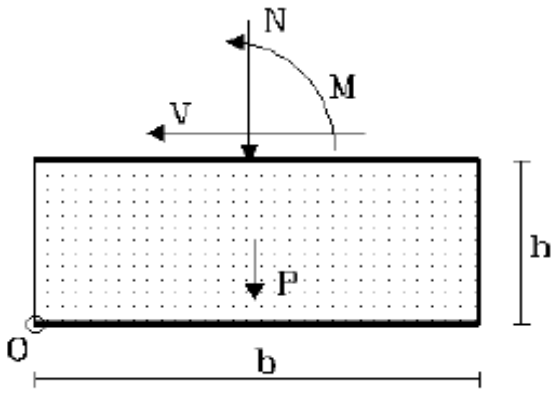
b = 1.5 m

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=3•1.5•0.5•2500$^{kg}/_{m^3}$ = 5625kg = 56.25 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$M_{volcador}$ = M+V•h

M_{est} = (N+P) • $\frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma_{e^{est}} \geq M_{volcador} \cdot \gamma_{e^{desest}}$

$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma_{e^{desest}}}/{\gamma_{e^{est}}}$

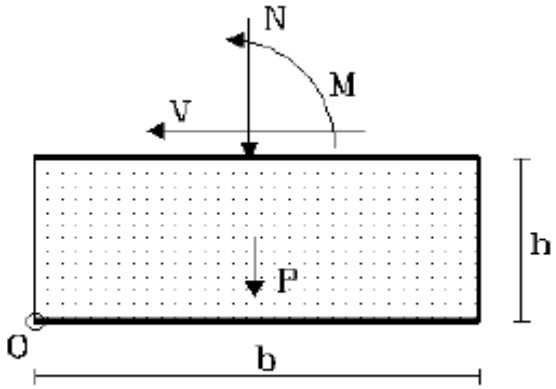
${\gamma_{e^{desest}}}/{\gamma_{e^{est}}} = \gamma_v$ γ_v>2

$M_{volcador}$ = 9.63 + 4.15 • 0.6 = 12.12 kN • m

M_{est} = (39.98 + 56.25) • $\frac{3}{2}$ = 144.35 kN • m

$\gamma_V = \frac{144.35}{12.12}$ = 11.91 → Cumple la condición.

Seguridad a deslizamiento.



$F_{estabilizadora} = F_{deslizadora} \bullet \gamma_{desliz}$

$\gamma_{desliz} > 1.5$

$\frac{Festab}{Fdeslizadora} > \gamma_{desliz}$

$\frac{(N+P)\bullet\mu}{V} > 1.5$ → $\frac{(39.98+56.25)}{4.15} \bullet \mu > 1.5$ → 16.23 > 1.5 → Cumple

μ= tg 35º =0.7

Voy a calcular a continuación el reparto de tensiones para conocer como son las fuerzas a lo largo de la zapata.

El primer caso es calcular la excentricidad:

$e = \frac{M}{N} = \frac{9.63+4.15*0.6}{39.98+56.25}$ =0.126 m

Conociendo el valor de e, podemos encontrar 3 posibles casos de reparto de tensiones que son los siguientes:

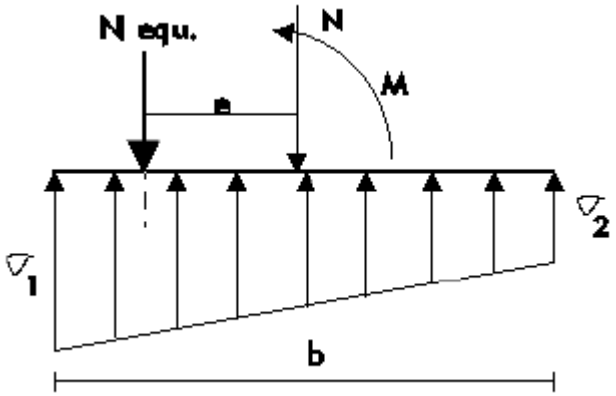
Caso 1.- La excentricidad e ≤ $\frac{b}{6}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.126 ≤ $\frac{3}{6}$ = 0.5

Se cumple el primer caso.

$\sigma_1 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 + \frac{6 \bullet e}{b}) = 13.36\ {}^{kN}/_{m^2}$

$\sigma_2 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 - \frac{6 \bullet e}{b}) = 4.41\ {}^{kN}/_{m^2}$



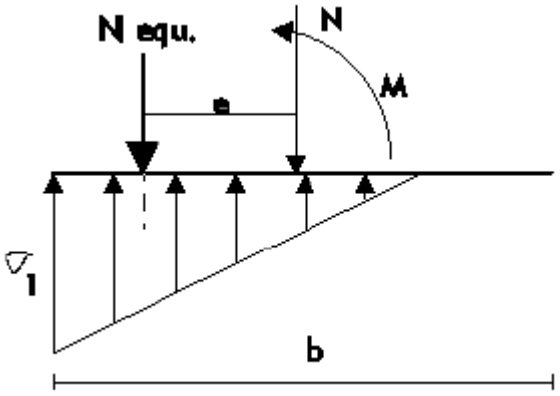
Se deberá cumplir que : $\frac{3 \bullet \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{admisible}$ → 11.12 ≤ $\sigma_{admisible}$ Cumple

Caso 2.- La excentricidad $\frac{b}{6} \leq e \leq \frac{b}{4}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.67 ≤ 0.866 ≤ 1 → No se cumple la condición, estamos en el primer caso.

$\sigma_1 = \frac{2 \bullet N}{3 \bullet d \bullet a} = \frac{4 \bullet N}{3 \bullet (b - 2 \bullet e) \bullet a}$

Donde a es el lado corto y b el largo.



Ahora voy a calcular la armadura de las zapatas.

Como ya conocemos la excentricidad y el caso concreto en el que estamos trabajando, así que vamos los valores de σ necesarios para calcular el momento que se genera sobre el pano elegido.

El siguiente paso es calcular la σ_1 y σ_2 de reacción del terreno sobre la zapata.

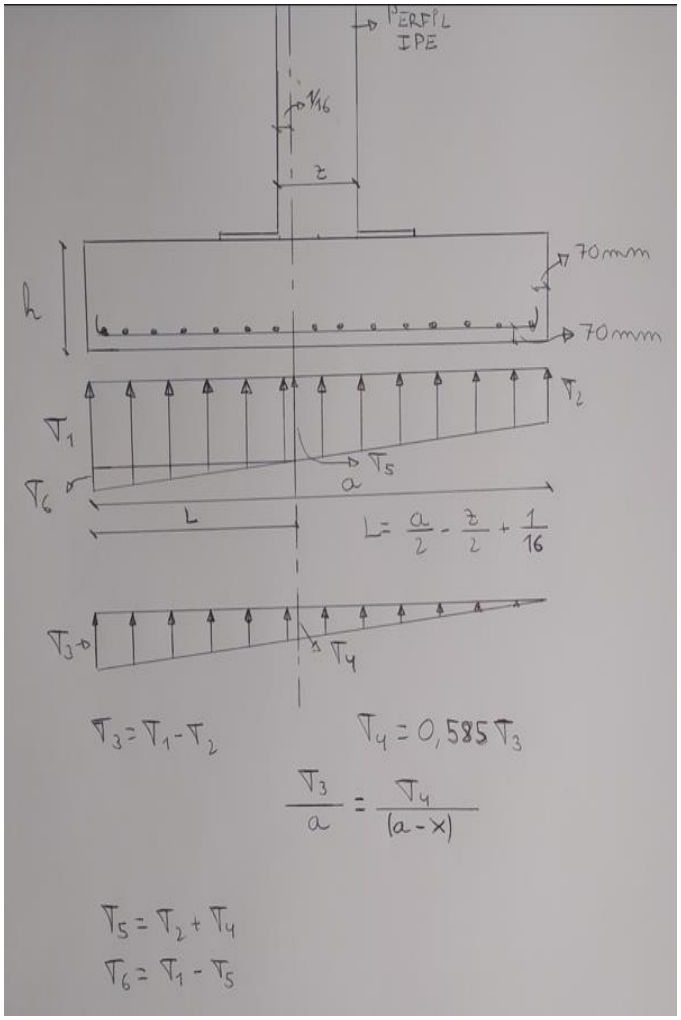
$$\sigma_1 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 + \frac{6 \bullet e}{b}) = 13.36\ {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 - \frac{6 \bullet e}{b}) = 4.41\ {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora vamos a calcular el momento que genera la reacción del suelo respecto a un plano que vamos a situar a ${}^{1}/_{16}$ metros por dentro del perfil IPE, como se muestra en el siguiente dibujo.

$$L = \left(\frac{a}{2} - \frac{0.36}{2} + \frac{1}{16}\right) = \left(\frac{3}{2} - \frac{0.36}{2} + \frac{1}{16}\right) = 1.38 \text{ metros}$$

Aplico una regla de la equivalencia de triángulos para poder descomponer el valor de σ_1 y σ_2 poder calcular el momento que se genera, por lo que tenemos:



$\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_2 = 13.36 - 4.41 = 8.95$ kN/m^2

$\frac{\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_4}{(3-1.38)}$ → $\sigma_4 = 0.54 \cdot \sigma_3$

$=4.833$ kN/m^2

$\sigma_5 = \sigma_2 + \sigma_4 = 9.24$ kN/m^2

$\sigma_6 = \sigma_1 - \sigma_5 = 4.12$ kN/m^2 →

$N_6 = \frac{1}{2} * \sigma_6 * b * L = 4.26$ kN

Ahora hay que calcular las distancias desde los centros de los 2 momentos que vamos a calcular al plano que hemos tomado al principio del dimensionado de la armadura.

$d_5 = 0.5 * L = 0.69$ metros

$d_6 = \frac{2}{3} * L = 0.92$ metros

Conocidos los valores de las distancias y las sigmas vamos a calcular el valor de la reacción, en kN, que se produce para poder obtener el momento:

$N_5 = \sigma_5 * b * L = 19.13$ kN

$N_6 = \frac{1}{2} * \sigma_6 * b * L = 4.41$ kN

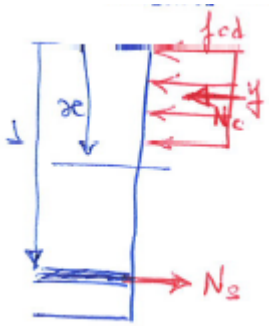
Por último calculamos los momentos que se producen:

$M_5 = N_5 * d_5 = 13.20$ kN*m

$M_6 = N_6 * d_6 = 4.06$ kN*m

$$M_{total} = M_5 + M_6 = 17.26 \text{ kN*m}$$

Una vez ya tenemos el momento que se produce, vamos a calcular ahora el area de acero que se necesita en la zapata para contrarrestar dicho momento:



Partimos de: $M_d = 17.26$ kN•m

$$f_{cd} \bullet b \bullet y \bullet \left(d - \frac{y}{2} \right) = M_d$$

$$20 \frac{N}{mm^2} \bullet 1500\ mm^2 \bullet y \bullet \left(530 \text{ mm} - \frac{y}{2} \right) = 17.26 \bullet 10^6 \text{ N} \bullet \text{ mm}$$

$$15 \bullet y^2 - 15900 \bullet y + 17260 = 0$$

$$y = 1058.91 \text{ mm}$$

$$y = 1.087 \text{ mm}$$

Tomamos la segunda solución ya que la primera no es posible ya que es mayor que el canto que tiene la zapata que estamos calculando.

Una vez tenemos el valor de y ya podemos calcular el área de acero necesaria para contrarrestar el momento que tenemos.

$$A_s = \frac{Nc}{fyd} = \frac{20 \bullet 1500 \bullet 1.087}{434.8} = 75\ mm^2$$

$$A_s = 0.75\ cm^2 = n \bullet \frac{\pi \bullet \emptyset^2}{4}$$

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 1 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 1 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 1 barras

Como el área obtenida es muy pequeña voy a calcular las cuantías mínimas tanto geométrica como mecánica para ver si es necesario disponer de una cantidad mayor de acero.

Cuantía mecánica mínima.

$$A_s \geq 0.04 \bullet 1500 \bullet 530 \bullet \frac{20\ {}^{N}/_{mm^2}}{434.8\ {}^{N}/_{mm^2}}$$

$$A_s \geq 1462.74\ mm^2$$

Cuantía geométrica mínima.

$$\frac{As}{Ac} = \frac{75}{1500 \bullet 530} = 0.00009434 \rightarrow \text{Cumple}$$

Como no cumple la cuantía mínima geométrica, vamos a tomar ese valor de área de acero para la armadura mínima a considerar para la zapata.

Nuestro nuevo valor de A_s = 1462.74 mm^2. Para este valor obtenemos los siguientes números de barras para los diámetros considerados.

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 3 barras

Si tomamos barras de Ø = 20 mm → n = 5 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 8 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 19 barras

Vamos a seleccionar un diámetro de Ø = 16 mm para nuestras barras de acero, por lo que la separación de nuestras barras será la siguiente:

a = 3 metros = 3000 mm. Teniendo en cuenta que el recubrimiento mínimo es de 70 mm, y que hay que considerar ambas paredes laterales, por lo que habrá que restar a la distancia a considerar los 140 mm de los recubrimientos.

3000 – 140 = 2660 mm.

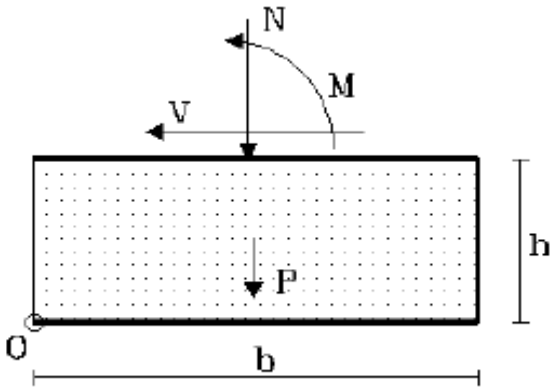
$$\frac{2860}{10} = 286 \text{ mm}$$

Entonces dispondremos de barras cada 285 mm.

Vamos a empezar por calcular las zapatas de esquina correspondientes a la zona contraria a la de las oficinas.

Acciones a considerar para el cálculo de la cimentación para este caso:

Las acciones consideradas para el cálculo de la zapata son las más desfavorables que se dan sobre un poste, las cuales están recogidas en el anexo 7 y cuyos valores son:



N=134.4 kN

M=53.39 kN•m

V=11.37 kN

Siendo:

N, M, V= Esfuerzos en la base del pilar.

P= Peso propio de la zapata.

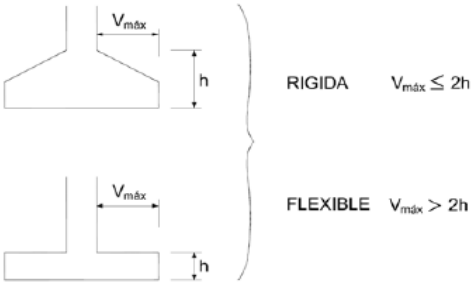
b= Ancho de la zapata.

h= altura o canto de la zapata.

En nuestro caso la zapata se realizará a ras de suelo, por lo tanto no se tendrá que considerar el peso adicional del terreno que quedaría por encima (y cuyo efecto sería estabilizador).

Vamos a tomar una serie de consideraciones previas al dimensionado de la zapata:

- Como se trata de una nave industrial con estructura metálica y que además posee un puente grúa, por lo que se producirán momentos elevados. Para compensar la acción de los momentos vamos a utilizar una zapata rectangular, con una mayor longitud que compense los momentos.
- Vamos a calcular la zapata haciendo la suposición de que es una zapata flexible. Para que una zapata sea flexible debe cumplir lo siguiente:



Las consideraciones a tomar son las mismas que para las demás zapatas que hemos calculado y que vamos a calcular, solo cambian los esfuerzos sobre la zapata, el tamaño de la misma y la armadura necesaria para cada caso.

Dimensionado de la zapata:

En piezas hormigonadas sobre el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior. (CÓDIGO ESTRUCTURAL).

Voy a tomar una altura de h=0.5 metros.

$\frac{a-c}{2}$ = 2•h → $\frac{a-0.6}{2}$ = 2•0.6 → a=3 m

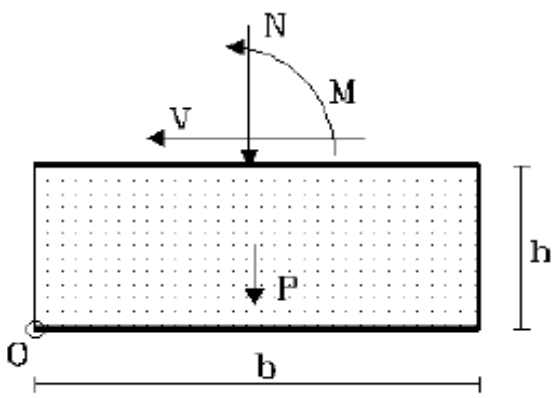
b = 1.8 m

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=3•1.8•0.6•2500$^{kg}/_{m^3}$ = 8100kg = 81 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$M_{volcador}$ = M+V•h

M_{est} = (N+P) • $\frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma e^{est} \geq M_{volcador} \cdot \gamma e^{desest}$

$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}}$

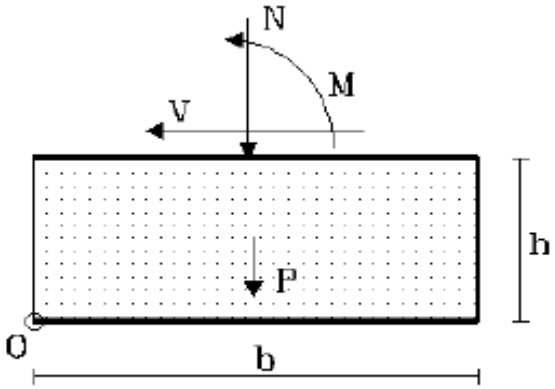
${\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}} = \gamma_V$ γ_V>2

$M_{volcador}$ = 53.39 + 11.37 • 0.6 = 60.21 kN • m

M_{est} = (134.4 + 81) • $\frac{3}{2}$ = 323.1 kN • m

$\gamma_V = \frac{323.1}{60.21}$ = 5.37 → Cumple la condición.

Seguridad a deslizamiento.



Festabilizadora = Fdeslizadora•ɣdesliz

ɣdesliz > 1.5

$\frac{Festab}{Fdeslizadora}$ > ɣdesliz

$\frac{(N+P)\bullet\mu}{V}$ > 1.5 → $\frac{(134.4+81)}{11.37}\bullet\mu$ > 1.5 → 13.26 > 1.5 → Cumple

μ= tg 35º =0.7

Voy a calcular a continuación el reparto de tensiones para conocer como son las fuerzas a lo largo de la zapata.

El primer caso es calcular la excentricidad:

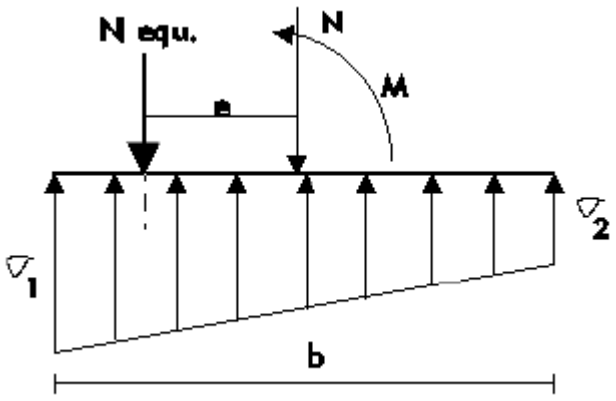
e = $\frac{M}{N}$ = $\frac{53.39+11.37*0.6}{134.4+81}$ =0.28 m

Conociendo el valor de e, podemos encontrar 3 posibles casos de reparto de tensiones que son los siguientes:

Caso 1.- La excentricidad e ≤ $\frac{b}{6}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.28 ≤ $\frac{3}{6}$ = 0.5

Se cumple el primer caso.



$\sigma_1 = \frac{N}{a\bullet b} \bullet (1 + \frac{6\bullet e}{b}) = 48.12\ {}^{kN}/_{m^2}$

$\sigma_2 = \frac{N}{a\bullet b} \bullet (1 - \frac{6\bullet e}{b}) = 1.66\ {}^{kN}/_{m^2}$

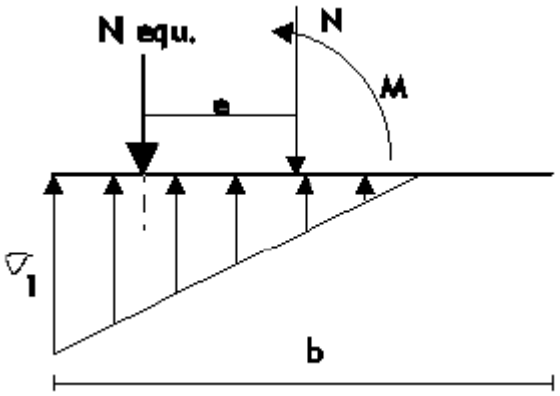
Se deberá cumplir que : $\frac{3\bullet\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{admisible}$ → 39.95 ≤ $\sigma_{admisible}$ Cumple

Caso 2.- La excentricidad $\frac{b}{6} \leq e \leq \frac{b}{3}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.67 ≤ 0.866 ≤ 1.33 → No se cumple la condición, estamos en el primer caso.

$\sigma_1 = \frac{2 \bullet N}{3 \bullet d \bullet a} = \frac{4 \bullet N}{3 \bullet (b - 2 \bullet e) \bullet a}$

Donde a es el lado corto y b el largo.



Ahora voy a calcular la armadura de las zapatas.

Como ya conocemos la excentricidad y el caso concreto en el que estamos trabajando, así que vamos los valores de σ necesarios para calcular el momento que se genera sobre el pano elegido.

El siguiente paso es calcular la σ_1 y σ_2 de reacción del terreno sobre la zapata.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 + \frac{6 \bullet e}{b}) = 48.12 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

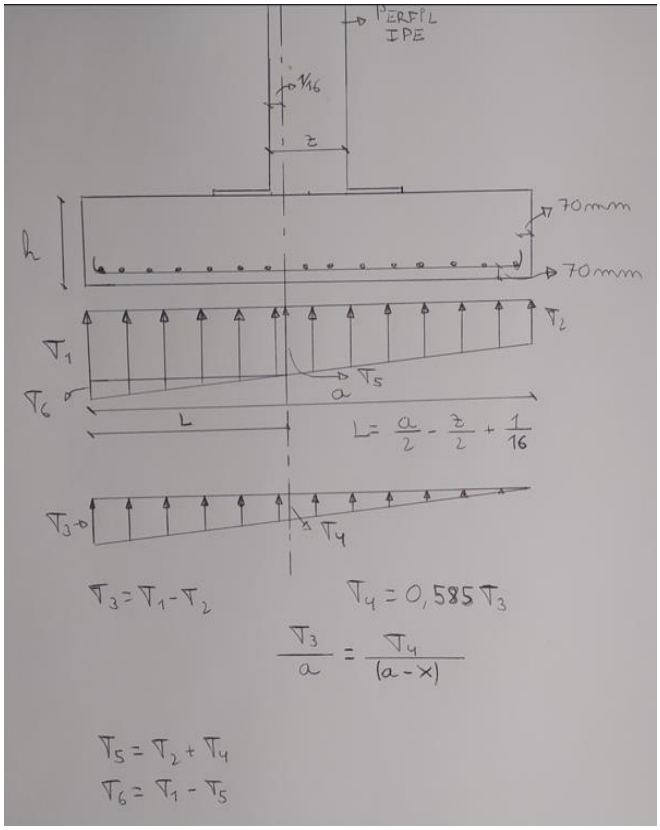
$$\sigma_2 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 - \frac{6 \bullet e}{b}) = 1.66 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora vamos a calcular el momento que genera la reacción del suelo respecto a un plano que vamos a situar a ${}^{1}/_{16}$ metros por dentro del perfil IPE, como se muestra en el siguiente dibujo.

$$L = (\frac{a}{2} - \frac{0.55}{2} + \frac{1}{16}) = (\frac{3}{2} - \frac{0.36}{2} + \frac{1}{16}) = 1.38 \text{ metros}$$

Aplico una regla de la equivalencia de triángulos para poder descomponer el valor de σ_1 y σ_2 poder calcular el momento que se genera, por lo que tenemos:

$$\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_2 = 48.12 - 1.66 = 46.46\ {}^{kN}/_{m^2}$$



$$\frac{\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_4}{(3-1.38)} \rightarrow \sigma_4 = 0.54 \cdot \sigma_3$$

$$=30.56\ {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_5 = \sigma_2 + \sigma_4 = 25.09\ {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_6 = \sigma_1 - \sigma_5 = 21.37\ {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora hay que calcular las distancias desde los centros de los 2 momentos que vamos a calcular al plano que hemos tomado al principio del dimensionado de la armadura.

$$d_5 = 0.5 * L = 0.69 \text{ metros}$$

$$d_6 = \frac{2}{3} * L = 0.92 \text{ metros}$$

Conocidos los valores de las distancias y las sigmas vamos a calcular el valor de la reacción, en kN, que se produce para poder obtener el momento:

$$N_5 = \sigma_5 * b * L = 62.32 \text{ kN}$$

$$N_6 = \frac{1}{2} * \sigma_6 * b * L = 26.54 \text{ kN}$$

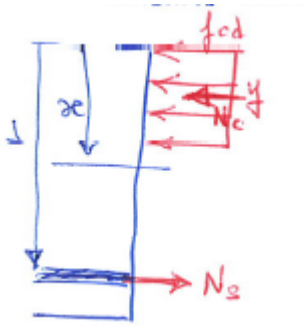
Por último calculamos los momentos que se producen:

$$M_5 = N_5 * d_5 = 43.01 \text{ kN*m}$$

$$M_6 = N_6 * d_6 = 24.42 \text{ kN*m}$$

$$M_{total} = M_5 + M_6 = 67.43 \text{ kN*m}$$

Una vez ya tenemos el momento que se produce, vamos a calcular ahora el area de acero que se necesita en la zapata para contrarrestar dicho momento:



Partimos de: M_d = 67.43 kN•m

$$f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) = M_d$$

$$20 \frac{N}{mm^2} \cdot 1800\ mm^2 \cdot y \cdot \left(530\ mm - \frac{y}{2} \right) = 67.43 \cdot 10^6\ N \cdot mm$$

$$18 \cdot y^2 - 19080 \cdot y + 67430 = 0$$

$$y = 1056.45\ mm$$

$$y = 3.55\ mm$$

Tomamos la segunda solución ya que la primera no es posible ya que es mayor que el canto que tiene la zapata que estamos calculando.

Una vez tenemos el valor de y ya podemos calcular el área de acero necesaria para contrarrestar el momento que tenemos.

$$A_s = \frac{Nc}{fyd} = \frac{20 \cdot 1800 \cdot 3.55}{434.8} = 293.93\ mm^2$$

$$A_s = 2.9393\ cm^2 = n \cdot \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4}$$

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 1 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 2 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 4 barras

Como el área obtenida es muy pequeña voy a calcular las cuantías mínimas tanto geométrica como mecánica para ver si es necesario disponer de una cantidad mayor de acero.

Cuantía mecánica mínima.

$$A_s \geq 0.04 \cdot 1800 \cdot 530 \cdot \frac{20\ {}^{N}/_{mm^2}}{434.8\ {}^{N}/_{mm^2}}$$

$$A_s \geq 1755.29\ mm^2$$

Cuantía geométrica mínima.

$$\frac{As}{Ac} = \frac{1755.29}{1800 \cdot 530} = 0.001839 \rightarrow \text{Cumple}$$

Como no cumple la cuantía mínima geométrica, vamos a tomar ese valor de área de acero para la armadura mínima a considerar para la zapata.

Nuestro nuevo valor de A_s = 1755.29 mm^2. Para este valor obtenemos los siguientes números de barras para los diámetros considerados.

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 4 barras

Si tomamos barras de Ø = 20 mm → n = 6 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 9 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 23 barras

Vamos a seleccionar un diámetro de Ø = 16 mm para nuestras barras de acero, por lo que la separación de nuestras barras será la siguiente:

a = 3 metros = 3000 mm. Teniendo en cuenta que el recubrimiento mínimo es de 70 mm, y que hay que considerar ambas paredes laterales, por lo que habrá que restar a la distancia a considerar los 140 mm de los recubrimientos.

3000 – 140 = 2860 mm.

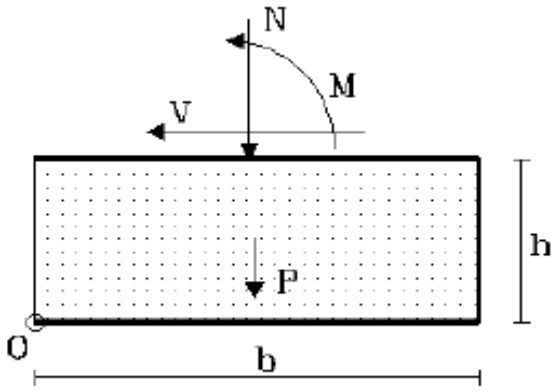
$\frac{2860}{10}$ = 286 mm

Entonces dispondremos de barras cada 285 mm.

Vamos a empezar por calcular las zapatas de los postes de fachada correspondientes a ambas fachadas de la nave.

Acciones a considerar para el cálculo de la cimentación para este caso:

Las acciones consideradas para el cálculo de la zapata son las más desfavorables que se dan sobre un poste, las cuales están recogidas en el anexo 7 y cuyos valores son:



N=30.58 kN

M=29.52 kN•m

V=11.68 kN

Siendo:

N, M, V= Esfuerzos en la base del pilar.

P= Peso propio de la zapata.

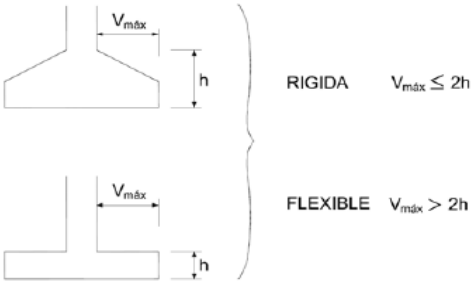
b= Ancho de la zapata.

h= altura o canto de la zapata.

En nuestro caso la zapata se realizará a ras de suelo, por lo tanto no se tendrá que considerar el peso adicional del terreno que quedaría por encima (y cuyo efecto sería estabilizador).

Vamos a tomar una serie de consideraciones previas al dimensionado de la zapata:

- Como se trata de una nave industrial con estructura metálica y que además posee un puente grúa, por lo que se producirán momentos elevados. Para compensar la acción de los momentos vamos a utilizar una zapata rectangular, con una mayor longitud que compense los momentos.
- Vamos a calcular la zapata haciendo la suposición de que es una zapata flexible. Para que una zapata sea flexible debe cumplir lo siguiente:



Las consideraciones a tomar son las mismas que para las demás zapatas que hemos calculado y que vamos a calcular, solo cambian los esfuerzos sobre la zapata, el tamaño de la misma y la armadura necesaria para cada caso.

Dimensionado de la zapata:

En piezas hormigonadas sobre el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior. (CÓDIGO ESTRUCTURAL).

Voy a tomar una altura de h=0.5 metros.

$$\frac{a-c}{2} = 2 \cdot h \rightarrow \frac{a-0.7}{2} = 2 \cdot 0.6 \rightarrow a = 3.1 \text{ m}$$

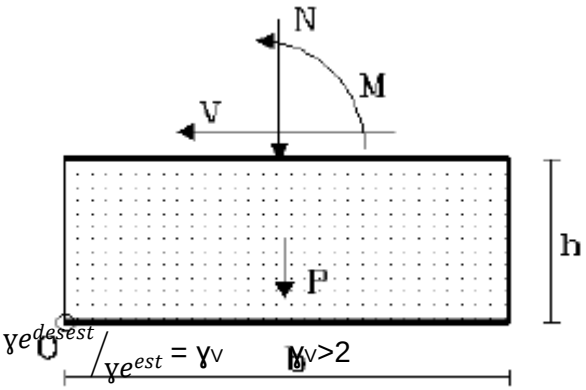
$$b = 2 \text{ m}$$

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=3.1•2•0.6•2500$^{kg}/_{m^3}$ = 9300kg = 93 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$\gamma e^{desest}/\gamma e^{est}$ = γ_V γ_V>2

$M_{volcador}$ = M+V•h

M_{est} = (N+P) • $\frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma e^{est} \geq M_{volcador} \cdot \gamma e^{desest}$

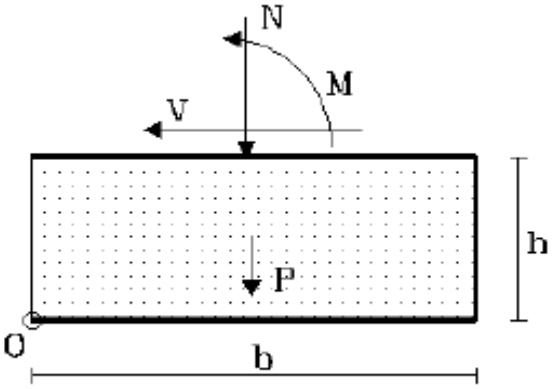
$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}}$

$M_{volcador}$ = 29.53 + 11.68 • 0.6 = 36.54 kN • m

M_{est} = (30.58 + 93) • $\frac{3.2}{2}$ = 191.55 kN • m

$\gamma_V = \frac{191.55}{36.54}$ = 5.24 → Cumple la condición.

Seguridad a deslizamiento.



$F_{estabilizadora} = F_{deslizadora} \cdot \gamma_{desliz}$

$\gamma_{desliz} > 1.5$

$\frac{Festab}{Fdeslizadora} > \gamma_{desliz}$

$\frac{(N+P)\cdot\mu}{V} > 1.5$ → $\frac{(30.58+93)}{11.68}\cdot\mu > 1.5$ → 7.4 > 1.5 → Cumple

μ= tg 35º =0.7

Voy a calcular a continuación el reparto de tensiones para conocer como son las fuerzas a lo largo de la zapata.

El primer caso es calcular la excentricidad:

e = $\frac{M}{N}$ = $\frac{29.52+11.68*0.6}{30.58+93}$ =0.296 m

Conociendo el valor de e, podemos encontrar 3 posibles casos de reparto de tensiones que son los siguientes:

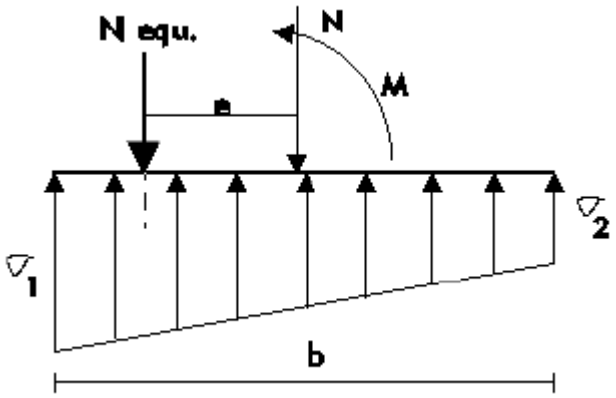
Caso 1.- La excentricidad e ≤ $\frac{b}{6}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.296 ≤ $\frac{3.1}{6}$ = 0.517

Se cumple el primer caso.

$\sigma_1 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 + \frac{6 \bullet e}{b}) = 9.31\ {}^{kN}/_{m^2}$

$\sigma_2 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 - \frac{6 \bullet e}{b}) = 0.552\ {}^{kN}/_{m^2}$



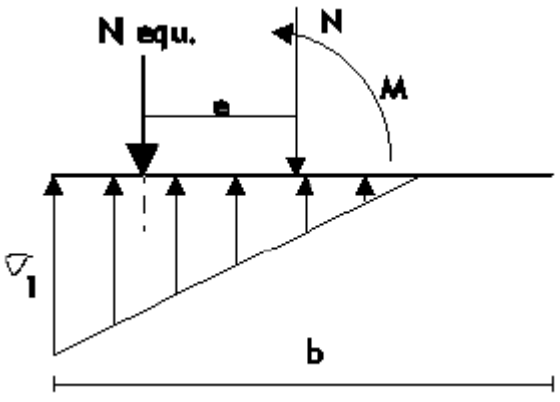
Se deberá cumplir que : $\frac{3 \bullet \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{admisible}$ → $7.12 \leq \sigma_{admisible}$ Cumple

Caso 2.- La excentricidad $\frac{b}{6} \leq e \leq \frac{b}{3}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.67 ≤ 0.296 ≤ 1.33 → No se cumple la condición, estamos en el primer caso.

$\sigma_1 = \frac{2 \bullet N}{3 \bullet d \bullet a} = \frac{4 \bullet N}{3 \bullet (b - 2 \bullet e) \bullet a}$

Donde a es el lado corto y b el largo.



Ahora voy a calcular la armadura de las zapatas.

Como ya conocemos la excentricidad y el caso concreto en el que estamos trabajando, así que vamos los valores de σ necesarios para calcular el momento que se genera sobre el pano elegido.

El siguiente paso es calcular la σ_1 y σ_2 de reacción del terreno sobre la zapata.

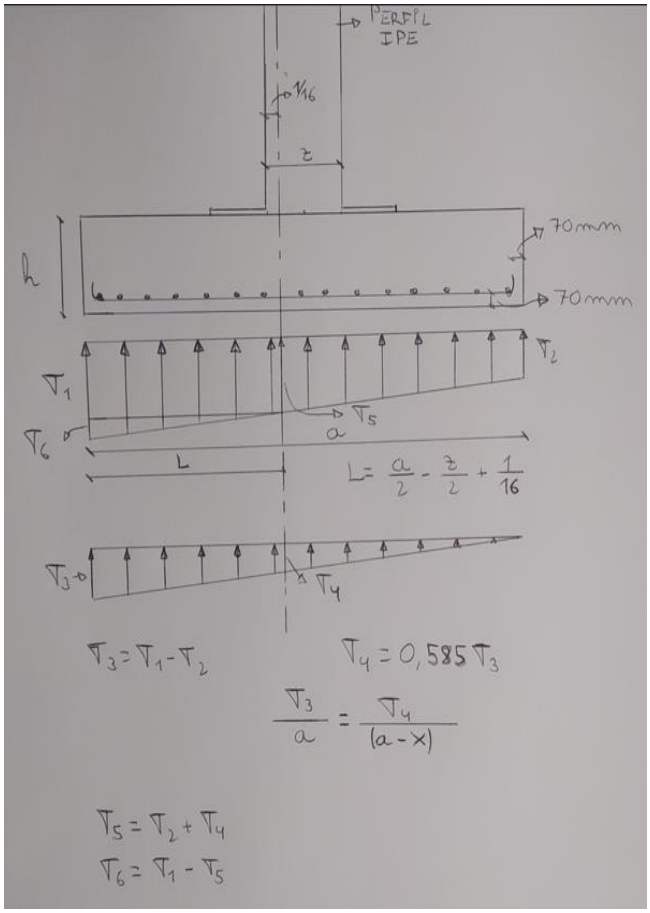
$$\sigma_1 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 + \frac{6 \bullet e}{b}) = 9.31 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 - \frac{6 \bullet e}{b}) = 0.552 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora vamos a calcular el momento que genera la reacción del suelo respecto a un plano que vamos a situar a ${}^{1}/_{16}$ metros por dentro del perfil IPE, como se muestra en el siguiente dibujo.

$$L = (\frac{a}{2} - \frac{0.55}{2} + \frac{1}{16}) = (\frac{3.1}{2} - \frac{0.5}{2} + \frac{1}{16}) = 1.36 \text{ metros}$$

Aplico una regla de la equivalencia de triángulos para poder descomponer el valor de σ_1 y σ_2 poder calcular el momento que se genera, por lo que tenemos:



$$\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_2 = 9.31 - 0.552 = 8.76 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\frac{\sigma_3}{3.1} = \frac{\sigma_4}{(3.1 - 1.36)} \rightarrow 0$$

$$\sigma_4 = 0.561 \bullet \sigma_3$$

$$\sigma_3 = 4.91 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_5 = \sigma_2 + \sigma_4 = 5.46 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_6 = \sigma_1 - \sigma_5 = 3.85 \, {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora hay que calcular las distancias desde los centros de los 2 momentos que vamos a calcular al plano que hemos tomado al principio del dimensionado de la armadura.

$$d_5 = 0.5 * L = 0.68 \text{ metros}$$

$$d_6 = \frac{2}{3} * L = 0.91 \text{ metros}$$

Conocidos los valores de las distancias y las sigmas vamos a calcular el valor de la reacción, en kN, que se produce para poder obtener el momento:

$$N_5 = \sigma_5 * b * L = 14.85 \text{ kN}$$

$$N_6 = \frac{1}{2} * \sigma_6 * b * L = 5.24 \text{ kN}$$

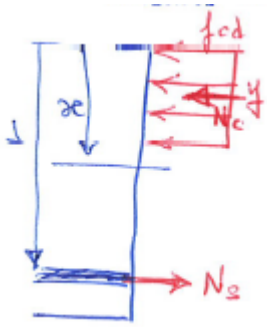
Por último calculamos los momentos que se producen:

$$M_5 = N_5 * d_5 = 10.1 \text{ kN*m}$$

$$M_6 = N_6 * d_6 = 4.77 \text{ kN*m}$$

$$M_{total} = M_5 + M_6 = 14.87 \text{ kN*m}$$

Una vez ya tenemos el momento que se produce, vamos a calcular ahora el area de acero que se necesita en la zapata para contrarrestar dicho momento:



Partimos de: $M_d = 14.87$ kN•m

$$f_{cd} \bullet b \bullet y \bullet \left(d - \frac{y}{2} \right) = M_d$$

$$20 \frac{N}{mm^2} \bullet 2000\ mm^2 \bullet y \bullet \left(530 \text{ mm} - \frac{y}{2} \right) = 14.87 \bullet 10^6 \text{ N} \bullet \text{ mm}$$

$$20 \bullet y^2 - 21200 \bullet y + 14870 = 0$$

$$y = 1059.29 \text{ mm}$$

$$y = 0.702 \text{ mm}$$

Tomamos la segunda solución ya que la primera no es posible ya que es mayor que el canto que tiene la zapata que estamos calculando.

Una vez tenemos el valor de y ya podemos calcular el área de acero necesaria para contrarrestar el momento que tenemos.

$$A_s = \frac{N_c}{fyd} = \frac{20 \bullet 2000 \bullet 0.702}{434.8} = 64.94\ mm^2$$

$$A_s = 0.6458\ cm^2 = n \bullet \frac{\pi \bullet \emptyset^2}{4}$$

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 1 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 1 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 1 barras

Como el área obtenida es muy pequeña voy a calcular las cuantías mínimas tanto geométrica como mecánica para ver si es necesario disponer de una cantidad mayor de acero.

Cuantía mecánica mínima.

$$A_S \geq 0.04 \cdot 2000 \cdot 530 \cdot \frac{20\ {}^{N}/_{mm^2}}{434.8\ {}^{N}/_{mm^2}}$$

$$A_S \geq 1950.32\ mm^2$$

Cuantía geométrica mínima.

$$\frac{As}{Ac} = \frac{1950.32}{2000 \cdot 530} = 0.001839 \rightarrow \text{Cumple}$$

Como no cumple la cuantía mínima geométrica, vamos a tomar ese valor de área de acero para la armadura mínima a considerar para la zapata.

Nuestro nuevo valor de $A_S = 1950.32\ mm^2$. Para este valor obtenemos los siguientes números de barras para los diámetros considerados.

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 4 barras

Si tomamos barras de Ø = 20 mm → n = 7 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 10 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 25 barras

Vamos a seleccionar un diámetro de Ø = 16 mm para nuestras barras de acero, por lo que la separación de nuestras barras será la siguiente:

a = 3.2 metros = 3200 mm. Teniendo en cuenta que el recubrimiento mínimo es de 70 mm, y que hay que considerar ambas paredes laterales, por lo que habrá que restar a la distancia a considerar los 140 mm de los recubrimientos.

3200 – 140 = 3060 mm.

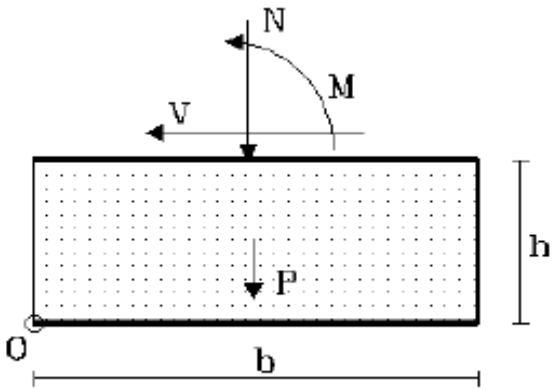
$$\frac{3060}{10} = 306 \text{ mm}$$

Entonces dispondremos de barras cada 300 mm.

Vamos a empezar por calcular las zapatas de los postes intermedios de la zona de oficinas.

Acciones a considerar para el cálculo de la cimentación para este caso:

Las acciones consideradas para el cálculo de la zapata son las más desfavorables que se dan sobre un poste, las cuales están recogidas en el anexo 7 y cuyos valores son:



N=82.1 kN

M=263.37 kN•m

V=81.5 kN

Siendo:

N, M, V= Esfuerzos en la base del pilar.

P= Peso propio de la zapata.

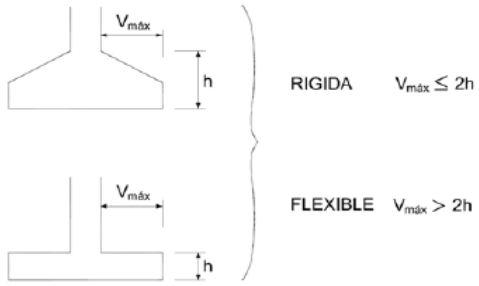
b= Ancho de la zapata.

h= altura o canto de la zapata.

En nuestro caso la zapata se realizará a ras de suelo, por lo tanto no se tendrá que considerar el peso adicional del terreno que quedaría por encima (y cuyo efecto sería estabilizador).

Vamos a tomar una serie de consideraciones previas al dimensionado de la zapata:

- Como se trata de una nave industrial con estructura metálica y que además posee un puente grúa, por lo que se producirán momentos elevados. Para compensar la acción de los momentos vamos a utilizar una zapata rectangular, con una mayor longitud que compense los momentos.
- Vamos a calcular la zapata haciendo la suposición de que es una zapata flexible. Para que una zapata sea flexible debe cumplir lo siguiente:



Las consideraciones a tomar son las mismas que para las demás zapatas que hemos calculado y que vamos a calcular, solo cambian los esfuerzos sobre la zapata, el tamaño de la misma y la armadura necesaria para cada caso.

Dimensionado de la zapata:

En piezas hormigonadas sobre el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior. (CÓDIGO ESTRUCTURAL).

Voy a tomar una altura de h=0.5 metros.

$\frac{a-c}{2}$ = 2•h → $\frac{a-0.8}{2}$ = 2•0.9 → a=4.4m

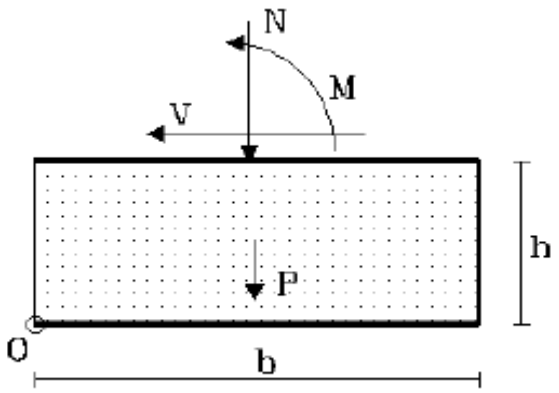
b = 3 m

Voy a calcular le peso propio de la zapata:

P.P.Z=4.4•3•0.9•2500$^{kg}/_{m^3}$ = 29700kg = 297 kN.

Una vez ya tenemos los valores de las dimensiones y del peso propio de la zapata hay que verificar que cumple las condiciones de vuelto y deslizamiento, además de calcular el reparto de tensiones y la armadura de las zapatas.

Seguridad a vuelco.



$M_{volcador}$ = M+V•h

M_{est} = (N+P) • $\frac{a}{2}$

$M_{est} \cdot \gamma e^{est} \geq M_{volcador} \cdot \gamma e^{desest}$

$M_{est} \geq M_{volcador} \cdot {\gamma e^{desest}}/{\gamma e^{est}}$

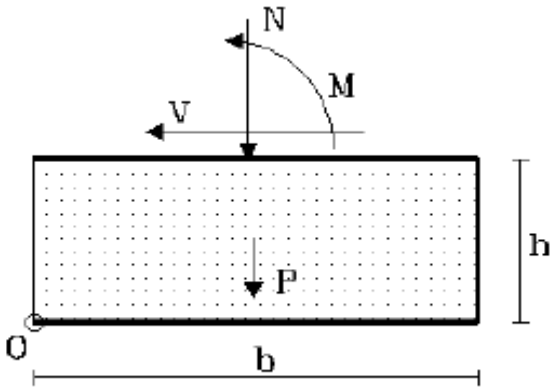
$\gamma e^{desest} / \gamma e^{est}$ = γ_V γ_V>2

$M_{volcador}$ = 263.37 + 81.5 • 0.9 = 336.72 kN • m

M_{est} = (82.1 + 297) • $\frac{4.4}{2}$ = 834.02 kN • m

$\gamma_V = \frac{834.02}{336.72}$ = 2.48 → Cumple la condición.

Seguridad a deslizamiento.



$F_{estabilizadora} = F_{deslizadora} \bullet \gamma_{desliz}$

$\gamma_{desliz} > 1.5$

$\frac{Festab}{Fdeslizadora} > \gamma_{desliz}$

$\frac{(N+P)\bullet\mu}{V}$ > 1.5 → $\frac{(82.1+297)}{81.5}\bullet\mu$ > 1.5 → 3.26 > 1.5 → Cumple

μ= tg 35º =0.7

Voy a calcular a continuación el reparto de tensiones para conocer como son las fuerzas a lo largo de la zapata.

El primer caso es calcular la excentricidad:

e = $\frac{M}{N} = \frac{263.37+81.5*0.9}{82.1+297}$ =0.888 m

Conociendo el valor de e, podemos encontrar 3 posibles casos de reparto de tensiones que son los siguientes:

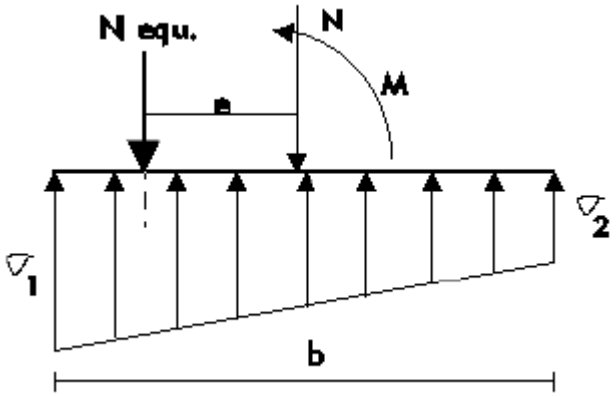
Caso 1.- La excentricidad e ≤ $\frac{b}{6}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.888 ≤ $\frac{3.2}{6}$ = 0.533

No se cumple el primer caso, estaríamos en el segundo o el tercero.

$\sigma_1 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 + \frac{6 \bullet e}{b})$

$\sigma_2 = \frac{N}{a \bullet b} \bullet (1 - \frac{6 \bullet e}{b})$



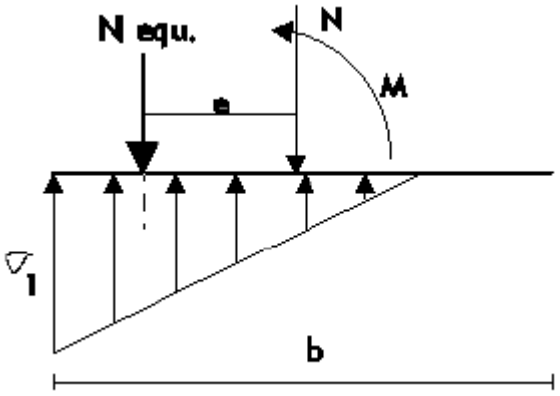
Se deberá cumplir que : $\frac{3 \bullet \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{admisible}$

Caso 2.- La excentricidad $\frac{b}{6} \leq e \leq \frac{b}{3}$; Donde b es el lado más largo de la zapata.

0.67 ≤ 0.888 ≤ 1.33 → Se cumple la condición, estamos en este caso.

$\sigma_1 = \frac{2 \bullet N}{3 \bullet d \bullet a} = \frac{4 \bullet N}{3 \bullet (b - 2 \bullet e) \bullet a} = 64.21\ {}^{kN}/_{m^2}$

Donde a es el lado corto y b el largo.



Ahora voy a calcular la armadura de las zapatas.

Como ya conocemos la excentricidad y el caso concreto en el que estamos trabajando, así que vamos los valores de σ necesarios para calcular el momento que se genera sobre el pano elegido y también calcularemos la longitud H, siendo H la longitud sobre la que el terreno realiza una reacción sobre la zapata.

Tenemos que:

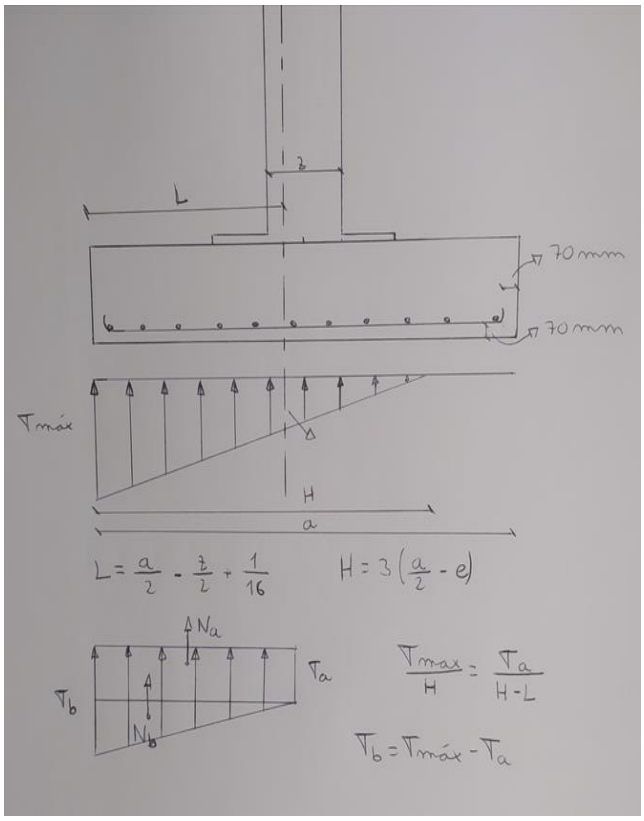
$$\frac{H}{3} = \frac{a}{2} - e \rightarrow H = 3 \bullet (\frac{a}{2} - e) = 3 \bullet (\frac{4.4}{2} - 0.888) = 3.94 \text{ metros}$$

El siguiente paso es calcular la $\sigma_{máx}$ de reacción del terreno sobre la zapata.

$$\frac{1}{2} \bullet \sigma_{máx} \bullet H \bullet b = N + P$$

$$\sigma_{máx} = \frac{2 \bullet (N + P)}{H \bullet b} = \frac{2 \bullet (82.1+297)}{3.94 \bullet 3} = 64.15\ {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora vamos a calcular el momento que genera la reacción del suelo respecto a un plano que vamos a situar a ${}^{1}/_{16}$ metros por dentro del perfil IPE, como se muestra en el siguiente dibujo.



$$L = \left(\frac{a}{2} - \frac{0.55}{2} + \frac{1}{16}\right) = \left(\frac{4.4}{2} - \frac{0.55}{2} + \frac{1}{16}\right) =$$

1.988 metros

Aplico una regla de la equivalencia de triángulos para poder descomponer el valor de $\sigma_{máx}$ y poder calcular el momento que se genera, por lo que tenemos:

$$\frac{\sigma_{máx}}{3.94} = \frac{\sigma_a}{3.94-1.99} \rightarrow \sigma_a = 64.15 \bullet \frac{3.94-1.99}{3.94} = 31.75\ {}^{kN}/_{m^2}$$

$$\sigma_b = \sigma_{máx} - \sigma_a = 32.2\ {}^{kN}/_{m^2}$$

Ahora hay que calcular las distancias desde los centros de los 2 momentos que vamos a calcular al plano que hemos tomado al principio del dimensionado de la armadura.

$$d_1 = \frac{L}{2} = 0.994 \text{ metros}$$

$$d_2 = \frac{2}{3} \bullet 1.988 = 1.325 \text{ metros}$$

Conocidos los valores de las distancias y las sigmas vamos a calcular el valor de la reacción, en kN, que se produce para poder obtener el momento:

$$N_a = \sigma_a \bullet L \bullet b = 31.75 \bullet 1.988 \bullet 3 = 189.36 \text{ kN}$$

$$N_b = \frac{1}{2} \bullet 32.2 \bullet 1.988 \bullet 3 = 96.02 \text{ kN}$$

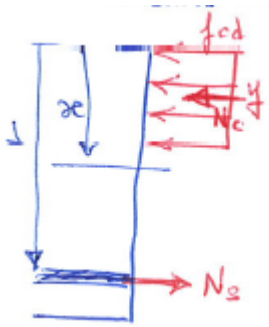
Por último calculamos los momentos que se producen:

$$M_a = N_a \bullet d_1 = 189.36 \bullet 0.994 = 188.22 \text{ kN•m}$$

$$M_b = N_b \cdot d_2 = 96.02 \cdot 1.325 = 127.23 \text{ kN•m}$$

$$M_T = 188.22 + 127.23 = 315.45 \text{ kN•m}$$

Una vez ya tenemos el momento que se produce, vamos a calcular ahora el area de acero que se necesita en la zapata para contrarrestar dicho momento:



Partimos de: $M_d = 315.45$ kN•m

$$f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) = M_d$$

$$20 \frac{N}{mm^2} \cdot 3000\ mm^2 \cdot y \cdot \left(830 \text{ mm} - \frac{y}{2} \right) = 315.45 \cdot 10^6 \text{ N• mm}$$

$$30 \cdot y^2 - 49800 \cdot y + 315450 = 0$$

$$y = 1653.64 \text{ mm}$$

$$y = 6.36 \text{ mm}$$

Tomamos la segunda solución ya que la primera no es posible ya que es mayor que el canto que tiene la zapata que estamos calculando.

Una vez tenemos el valor de y ya podemos calcular el área de acero necesaria para contrarrestar el momento que tenemos.

$$A_s = \frac{Nc}{fyd} = \frac{20 \cdot 3000 \cdot 6.36}{434.8} = 877.6\ mm^2$$

$$A_s = 8.77\ cm^2 = n \cdot \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4}$$

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 2 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 5 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 12 barras

Como el área obtenida es muy pequeña voy a calcular las cuantías mínimas tanto geométrica como mecánica para ver si es necesario disponer de una cantidad mayor de acero.

Cuantía mecánica mínima.

$$A_s \geq 0.04 \cdot 3000 \cdot 830 \cdot \frac{20\ {}^{N}/_{mm^2}}{434.8\ {}^{N}/_{mm^2}}$$

$$A_s \geq 4581.42\ mm^2$$

Cuantía geométrica mínima.

$$\frac{As}{Ac} = \frac{877.6}{3000 \bullet 830} = 0.000352 \rightarrow \text{Cumple}$$

Como no cumple la cuantía mínima geométrica, vamos a tomar ese valor de área de acero para la armadura mínima a considerar para la zapata.

Nuestro nuevo valor de A_s = 4581.42 mm^2. Para este valor obtenemos los siguientes números de barras para los diámetros considerados.

Si tomamos barras de Ø = 25 mm → n = 10 barras

Si tomamos barras de Ø = 20 mm → n = 15 barras

Si tomamos barras de Ø = 16 mm → n = 23 barras

Si tomamos barras de Ø = 10 mm → n = 59 barras

Vamos a seleccionar un diámetro de Ø = 20 mm para nuestras barras de acero, por lo que la separación de nuestras barras será la siguiente:

a = 4.4 metros = 4400 mm. Teniendo en cuenta que el recubrimiento mínimo es de 70 mm, y que hay que considerar ambas paredes laterales, por lo que habrá que restar a la distancia a considerar los 140 mm de los recubrimientos.

$$4000 - 140 = 4260 \text{ mm.}$$

$$\frac{4260}{15} = 284 \text{ mm}$$

Entonces dispondremos de barras cada 280 mm.

5.6.- CÁLCULO DE LAS UNIONES

A continuación, se recogen los cálculos desarrollados para cada una de las uniones de la estructura obtenidos a través del programa Autodesk Robot Structural Analysis.

5.6.1.- Pórtico de fachada

5.6.1.1.- Cálculo de la unión Poste-Dintel.

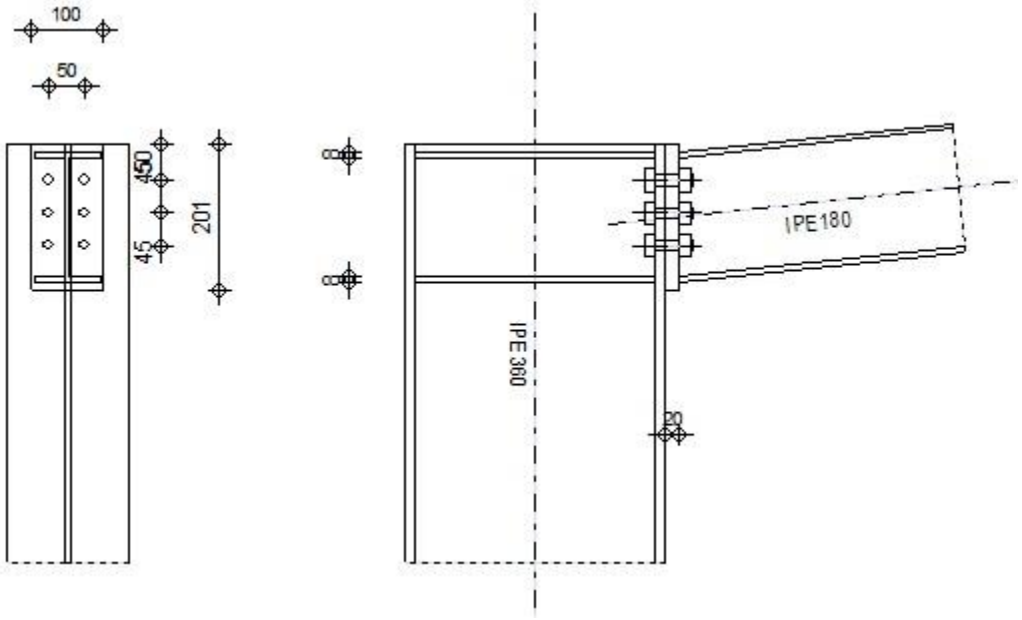
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,40**



GENERAL

Unión N.°: 72
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 2
Barras de la estructura: 1, 182

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 1
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil:			IPE 180
Barra N.°:			182
α =	6,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 275		
f_{yb} =	275,00	[MPa]	Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

d =	16	[mm]	Diámetro del tornillo
Clase =	8.8		Clase del tornillo
F_{tRd} =	90,43	[kN]	Resistencia de tornillo a la tracción
n_h =	2		Número de columnas de tornillos
n_v =	3		Número de líneas de tornillos
h_1 =	50	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i =	50 [mm]		
Separación vertical p_i =	45;45 [mm]		

PLETINA

h_p =	201	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	100	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 235		
f_{yp} =	235,00	[MPa]	Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	S 235		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

Inferior

h_{sd} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	S 235		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	4	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	6	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	4	[mm]	Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ = 8,18 [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$V_{b1,Ed}$ = 8,34 [kN] Esfuerzo cortante en la viga deracha

$N_{b1,Ed}$ = -1,04 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 658,55 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 178,64 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed}$ / $V_{cb,Rd}$ ≤ 1,0	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 45,77 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 44,72 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 258,59 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 70,26 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 531,27 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed}$ / $V_{wp,Rd}$ ≤ 1,0	0,13 < 1,00	verificado	(0,13)
$F_{c,wc,Rd}$ = 620,74 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 620,74 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 658,55 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	137	90,71	179,33	90,71	180,86	157,99	180,86	395,28
2	92	59,97	180,86	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28
3	47	50,63	179,33	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 20,32 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed}$ / $M_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,40 < 1,00	verificado	(0,40)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 414,44 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed}$ / $V_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	64,92 < 360,00	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	52,53 < 360,00	verificado	(0,15)
$\sigma_{\perp} \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	32,46 < 259,20	verificado	(0,13)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 2480,55 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación		[6.3.1.(4)]
S_j = 2480,55 [kN*m]	Rigidez final en rotación		[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 3520,71 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 220,04 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,40

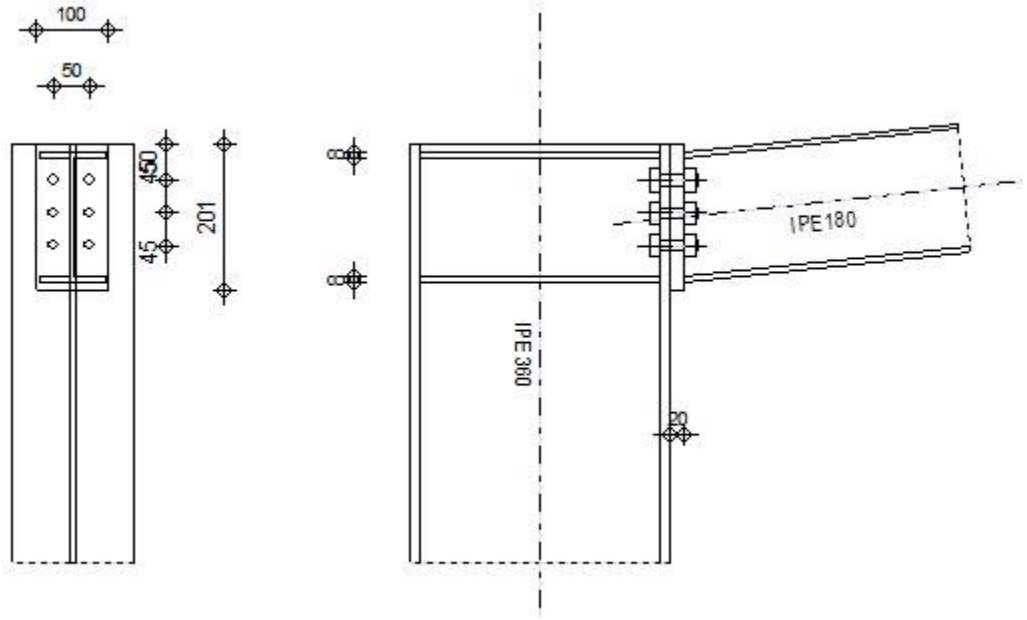
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,40**



GENERAL

Unión N.°: 73
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 4
Barras de la estructura: 2, 180

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 2
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 180
Barra N.°: 180
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 16 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo

d =	16	[mm]	Diámetro del tornillo
F_{tRd} =	90,43	[kN]	Resistencia de tornillo a la tracción
n_h =	2		Número de columnas de tornillos
n_v =	3		Número de líneas de tornillos
h_1 =	50	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 50 [mm]
Separación vertical p_i = 45;45 [mm]

PLETINA

h_p =	201	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	100	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 235
f_{yp} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	4	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	6	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	4	[mm]	Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	8,18	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	8,34	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-1,04	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 658,55 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 178,64 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed}$ / $V_{cb,Rd}$ ≤ 1,0	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

$M_{b,pl,Rd}$ =	45,77 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	44,72 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	258,59 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ =	72,71 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ =	531,27 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed}$ / $V_{wp,Rd}$ ≤ 1,0		0,14 < 1,00	verificado	(0,14)
$F_{c,wc,Rd}$ =	620,74 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ =	620,74 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ =	658,55 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0		0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	137	90,71	179,33	90,71	180,86	157,99	180,86	395,28
2	92	59,97	180,86	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28
3	47	50,63	179,33	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ =	20,32 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed}$ / $M_{j,Rd}$ ≤ 1,0		0,40 < 1,00	verificado	(0,40)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ =	414,44 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed}$ / $V_{j,Rd}$ ≤ 1,0		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	64,92 < 360,00	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	52,53 < 360,00	verificado	(0,15)
$\sigma_{\perp} \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	32,46 < 259,20	verificado	(0,13)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	2480,55 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	2480,55 [kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	3520,71 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	220,04 [kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,pin} \le S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,40

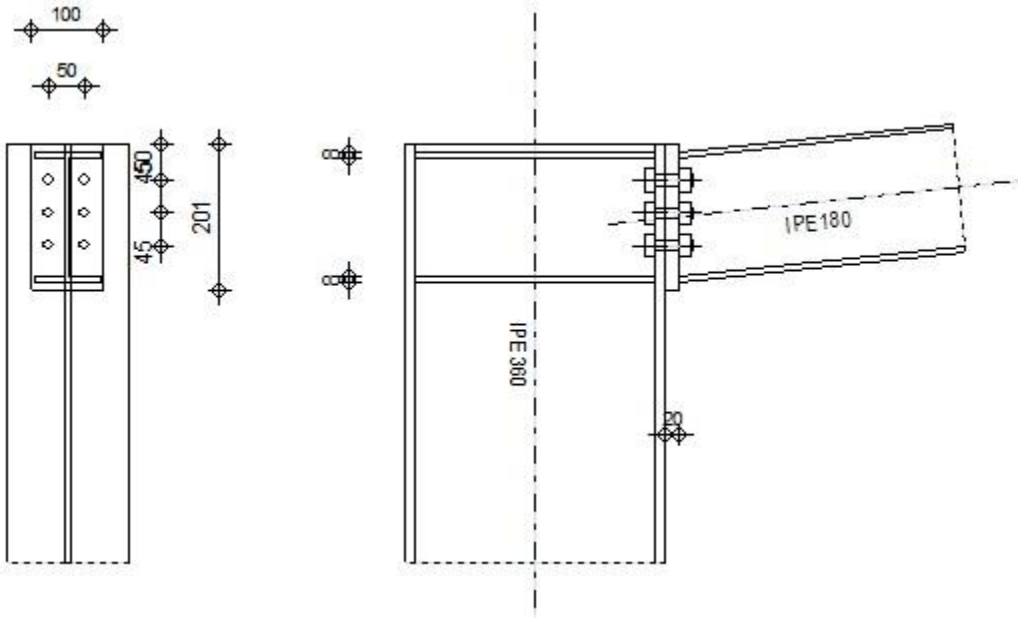
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,50**



GENERAL

Unión N.°: 74
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 157
Barras de la estructura: 167, 187

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 167
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 180
Barra N.°: 187
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 16 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 90,43 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción

d =	16	[mm]	Diámetro del tornillo
n_h =	2		Número de columnas de tornillos
n_v =	3		Número de líneas de tornillos
h_1 =	50	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 50 [mm]
Separación vertical p_i = 45;45 [mm]

PLETINA

h_p =	201	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	100	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 235
f_{yp} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	4	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	6	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	4	[mm]	Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 38: ELU27 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	9,04	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	10,48	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-33,72	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 658,55 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 178,64 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed}$ / $V_{cb,Rd}$ ≤ 1,0		0,06 < 1,00	verificado	(0,06)
$M_{b,pl,Rd}$ = 45,77 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 658,55 [kN] Resistencia de cálculo de la sección a la compresión EN1993-1-1:[6.2.4]
$M_{cb,Rd}$ = 44,72 [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 258,59 [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 58,36 [kN] Esfuerzo cortante en el panel del alma [5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 531,27 [kN] Resistencia del panel del alma del pilar en cortante [6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0,11 < 1,00 verificado (0,11)
$F_{c,wc,Rd}$ = 620,74 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 620,74 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 658,55 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	137	90,71	179,33	90,71	180,86	157,99	180,86	395,28
2	92	59,97	180,86	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28
3	47	50,63	179,33	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$
$M_{j,Rd}$ = 20,32 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,45 < 1,00 verificado (0,45)

COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN M+N

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$ 0,50 < 1,00 verificado (0,50)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 429,18 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,02 < 1,00 verificado (0,02)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ 86,70 < 360,00 verificado (0,24)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ 73,05 < 360,00 verificado (0,20)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ 43,35 < 259,20 verificado (0,17)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 2480,55 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]
S_j = 2480,55 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 3520,71 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ = 220,04 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RÍGIDA

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ =	20,32 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,45 < 1,00	verificado		(0,45)

COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN M+N

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$	0,50 < 1,00	verificado	(0,50)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ =	429,18 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado		(0,02)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	86,70 < 360,00	verificado	(0,24)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,50

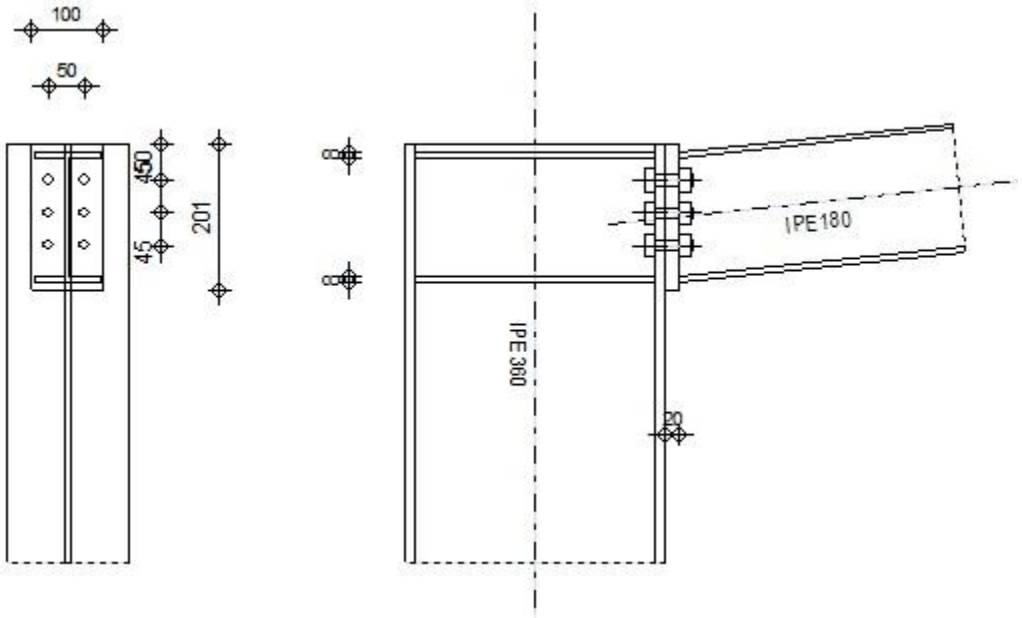
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 71
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 154
Barras de la estructura: 166, 189

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 166
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 180
Barra N.°: 189
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 16 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

d =	16	[mm]	Diámetro del tornillo
F_{tRd} =	90,43	[kN]	Resistencia de tornillo a la tracción
n_h =	2		Número de columnas de tornillos
n_v =	3		Número de líneas de tornillos
h_1 =	50	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 50 [mm]
Separación vertical p_i = 45;45 [mm]

PLETINA

h_p =	201	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	100	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 235
f_{yp} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: S 235

f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

Inferior

h_{sd} =	335	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	81	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: S 235

f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	4	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	6	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	4	[mm]	Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 33: ELU22 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	7,62	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	10,12	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-33,15	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

$M_{b1,Ed}$ = 7,62 [kN*m] Momento flector en la viga derecha

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 658,55 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 178,64 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)
$M_{b,pl,Rd}$ = 45,77 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 44,72 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 258,59 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 48,47 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 531,27 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,09 < 1,00	verificado	(0,09)
$F_{c,wc,Rd}$ = 620,74 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 620,74 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 658,55 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	137	90,71	179,33	90,71	180,86	157,99	180,86	395,28
2	92	59,97	180,86	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28
3	47	50,63	179,33	90,71	180,86	149,46	180,86	395,28

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 20,32 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,37 < 1,00	verificado	(0,37)

COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN M+N

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 437,43 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	75,22 < 360,00	verificado	(0,21)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	64,09 < 360,00	verificado	(0,18)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	37,61 < 259,20	verificado	(0,15)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 2480,55 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación		[6.3.1.(4)]
S_j = 2480,55 [kN*m]	Rigidez final en rotación		[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 3520,71 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida		[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ = 220,04 [kN*m]	Rigidez de la unión articulada		[5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

5.6.1.2.- Cálculo de la unión Poste-Cimentación.

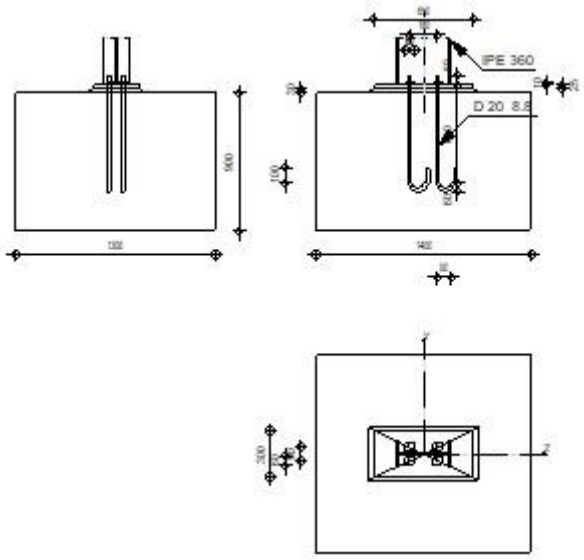
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,68**



GENERAL

Unión N.°: 75
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 155
Barras de la estructura: 166

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 166
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 650 [mm] Longitud
b_{pd} = 300 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 235
f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 180 [mm] Separación horizontal
e_V = 90 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1400 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1300 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 5 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 28: ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75
$N_{j,Ed}$ = 37,31 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 1,57 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -58,52 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,s2}$ = 130,67 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
$F_{t,Rd,s}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ = 88,96 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 275,06 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c}$ = 38,83 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 505,33 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp}$ = 58,25 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$
$F_{t,Rd}$ = 38,83 [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ = 77,67 [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 377,05 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 155,33 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,24 < 1,00	verificado	(0,24)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,23 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 77,67 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 98,80 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 97,50 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 88,91 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 88,91 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,66 < 1,00	verificado	(0,66)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,68 < 1,00	verificado	(0,68)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	3,96	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	3,96	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,47	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-17,49	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,09 < 1,00	verificado	(0,09)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,68

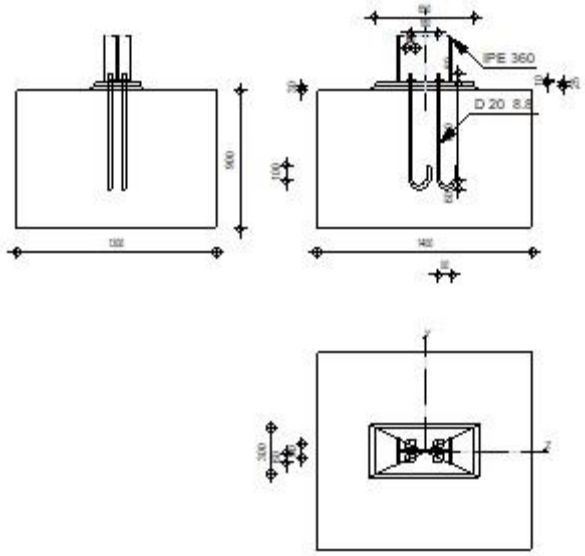
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,16**



GENERAL

Unión N.°: 76
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 1
Barras de la estructura: 1

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 1
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 650 [mm] Longitud
b_{pd} = 300 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 235
f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_v = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 180 [mm] Separación horizontal
e_V = 90 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1400 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1300 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 5 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 27: ELU16 (1+2+3)*1.35+(7+10)*1.50+8*0.75
$N_{j,Ed}$ = -13,70 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 3,67 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -12,15 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 47 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 2135,60 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 2135,60 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,01 < 1,00 verificado (0,01)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 253,02	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 98,80	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 97,50	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 4,11	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 99,85	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 99,85	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 1,09	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 1,09	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = 1,11	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -3,63	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLA DE ANCLAJE CONTRA EL CIZALLAMIENTO - CON EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,16

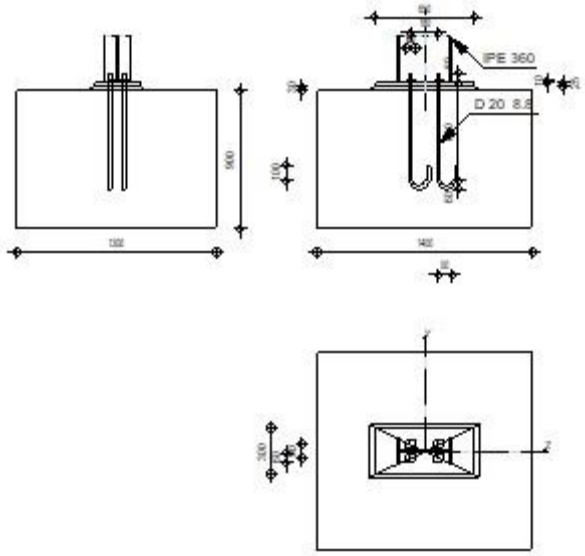
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,13**



GENERAL

Unión N.°: 77
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 3
Barras de la estructura: 2

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 2
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 650 [mm] Longitud
b_{pd} = 300 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 235
f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_v = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	180	[mm]	Separación horizontal
e_V =	90	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1400	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1300	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} =	20,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g =	30	[mm]	Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p =	5	[mm]	Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 15: ELU4 (1+2+3)*1.35+6*1.50

$N_{j,Ed}$ =	4,57	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	-12,35	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-0,04	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,s2}$ =	130,67	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ =	88,96	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	275,06	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c}$ =	38,83	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	505,33	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp}$ =	58,25	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón	CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	38,83	[kN]	Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ =	77,67	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 377,05 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 155,33 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 23,73 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 77,67 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 98,80 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 97,50 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 94,91 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,13 < 1,00	verificado	(0,13)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 94,91 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,13 < 1,00	verificado	(0,13)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	0,48	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0,48	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-3,72	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,01	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLA DE ANCLAJE CONTRA EL CIZALLAMIENTO - CON EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,13

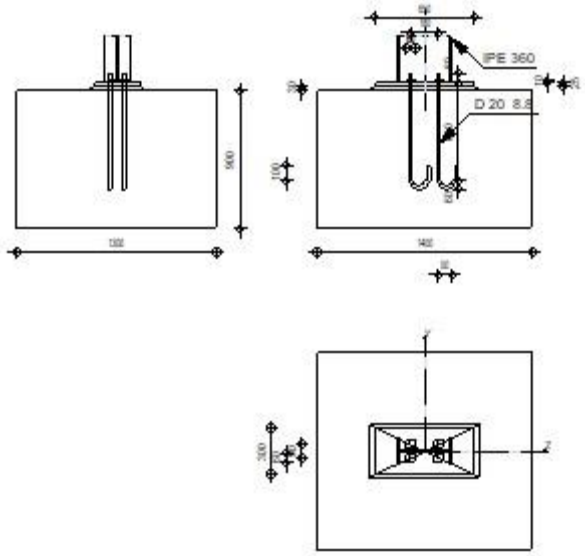
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,17**



GENERAL

Unión N.°: 78
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 156
Barras de la estructura: 167

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 360
Barra N.°: 167
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 650 [mm] Longitud
b_{pd} = 300 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 235
f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_v = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 180 [mm] Separación horizontal
e_V = 90 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1400 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1300 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 5 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 25: ELU14 (1+2+3)*1.35+(6+10+11)*1.50+8*0.75
$N_{j,Ed}$ = -202,46 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -15,80 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -10,59 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 47 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 2135,60 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 2135,60 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,09 < 1,00 verificado (0,09)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 360,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 253,02	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 98,80	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 97,50	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 60,74	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 156,48	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,10 < 1,00	verificado	(0,10)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 156,48	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	verificado	(0,07)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,17 < 1,00	verificado	(0,17)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 16,11	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 16,11	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -4,76	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -3,17	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,09 < 1,00	verificado	(0,09)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,09 < 1,00	verificado	(0,09)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLA DE ANCLAJE CONTRA EL CIZALLAMIENTO - CON EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,17

5.6.2.- Pórticos Interiores

5.6.2.1.- Cálculo de la unión Poste-Dintel

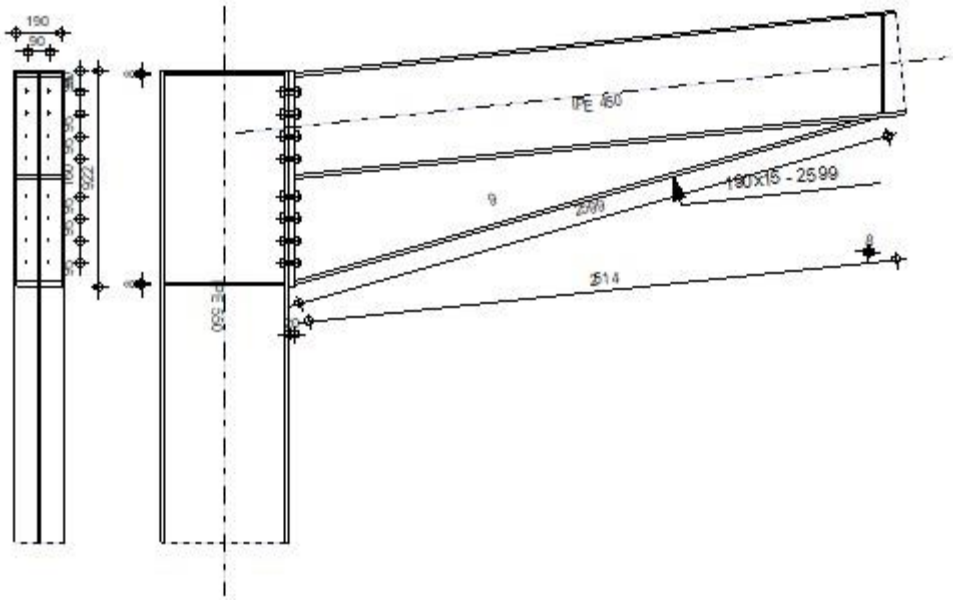
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 4
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 7
Barras de la estructura: 7, 10

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 7
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 10
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
Clase =	8.8		Clase del tornillo
F_{tRd} =	141,12	[kN]	Resistencia de tornillo a la tracción
n_h =	2		Número de columnas de tornillos
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i =	90 [mm]		
Separación vertical p_i =	95;95;95;160;95;95;95 [mm]		

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{yp} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	Steel		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	Steel		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ = 270,66 [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$V_{b1,Ed}$ = 76,88 [kN] Esfuerzo cortante en la viga deracha

$N_{b1,Ed}$ = -79,48 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 312,22 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,30 < 1,00	verificado	(0,30)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1529,54 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	135,17 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	135,67 < 404,71	verificado	(0,34)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	67,58 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

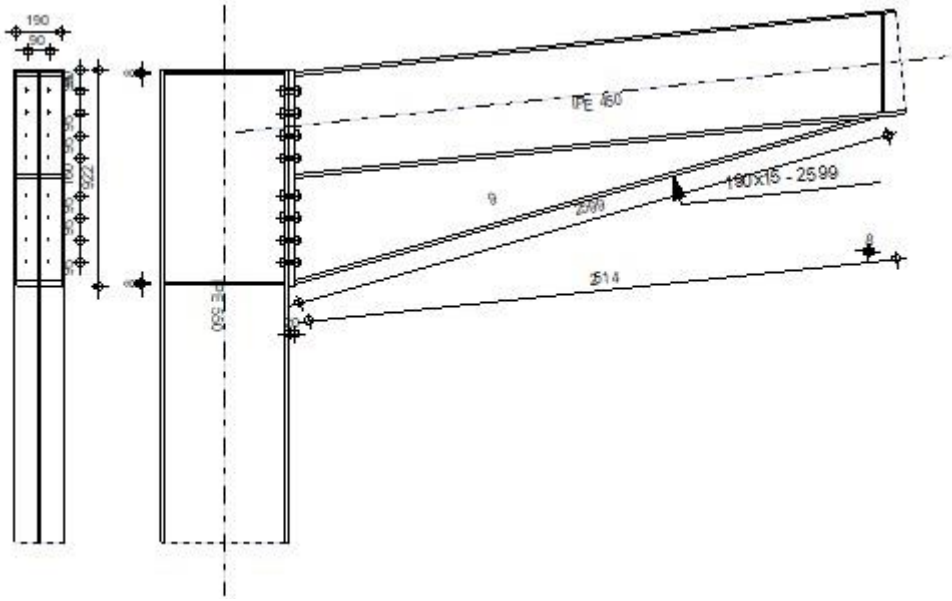
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 43
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 9
Barras de la estructura: 8, 9

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 8
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 9
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	270,66	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,88	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 270,66 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -79,48 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 393,21 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,38 < 1,00	verificado	(0,38)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1529,54 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	135,17 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	135,67 < 404,71	verificado	(0,34)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	67,58 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

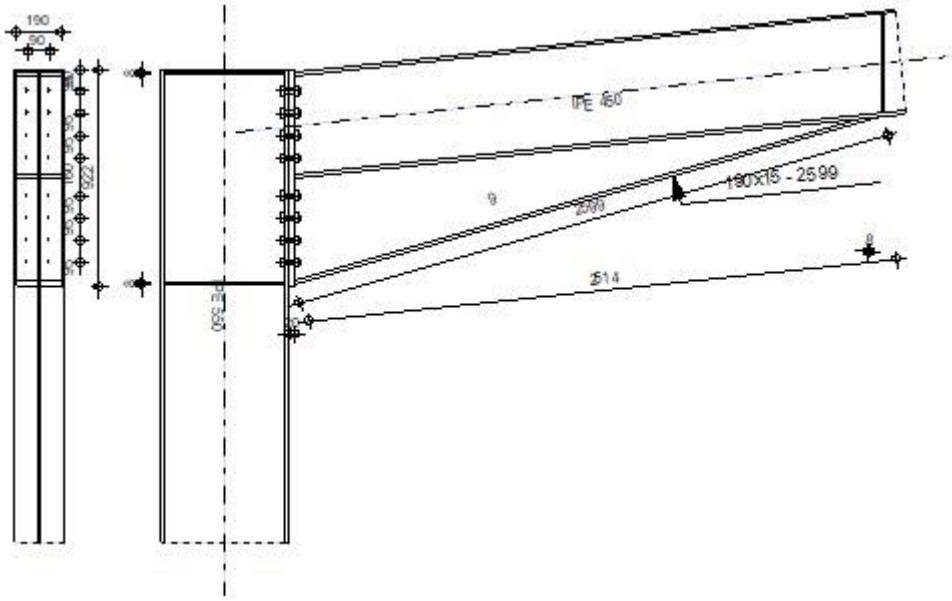
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,41**



GENERAL

Unión N.°: 5
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 11
Barras de la estructura: 12, 15

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 12
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 15
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275
f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235
f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	259,03	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	74,33	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 259,03 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -77,40 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 298,85 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,29 < 1,00	verificado	(0,29)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,41 < 1,00	verificado	(0,41)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1538,30 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	129,61 < 404,71	verificado	(0,32)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	130,10 < 404,71	verificado	(0,32)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	64,80 < 309,60	verificado	(0,21)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,41

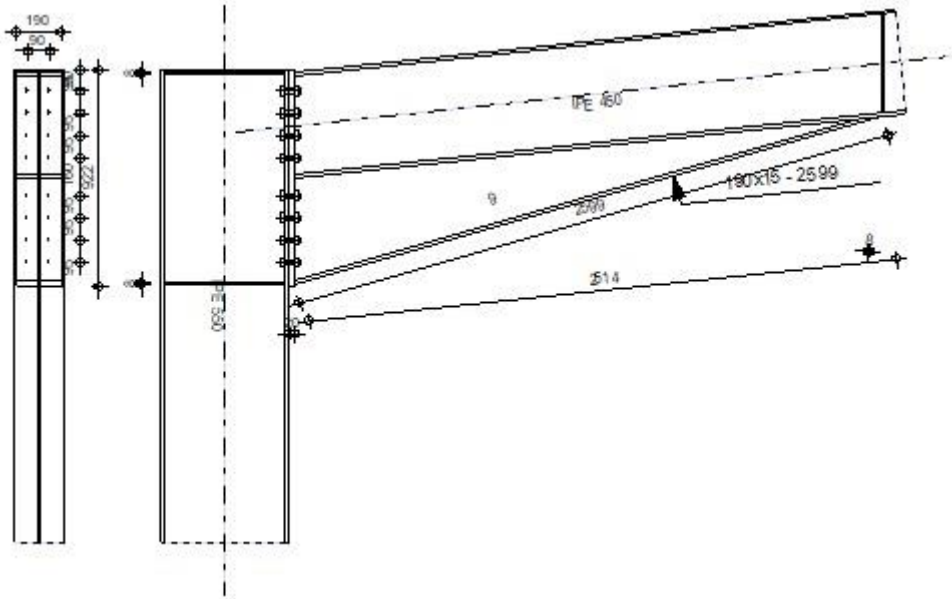
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,56**



GENERAL

Unión N.°: 44
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 14
Barras de la estructura: 13, 14

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 13
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 14
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	357,01	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	73,18	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 357,01 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -83,73 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 423,37 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,41 < 1,00	verificado	(0,41)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,56 < 1,00	verificado	(0,56)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1460,73 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	174,40 < 404,71	verificado	(0,43)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	174,75 < 404,71	verificado	(0,43)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	87,20 < 309,60	verificado	(0,28)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,56

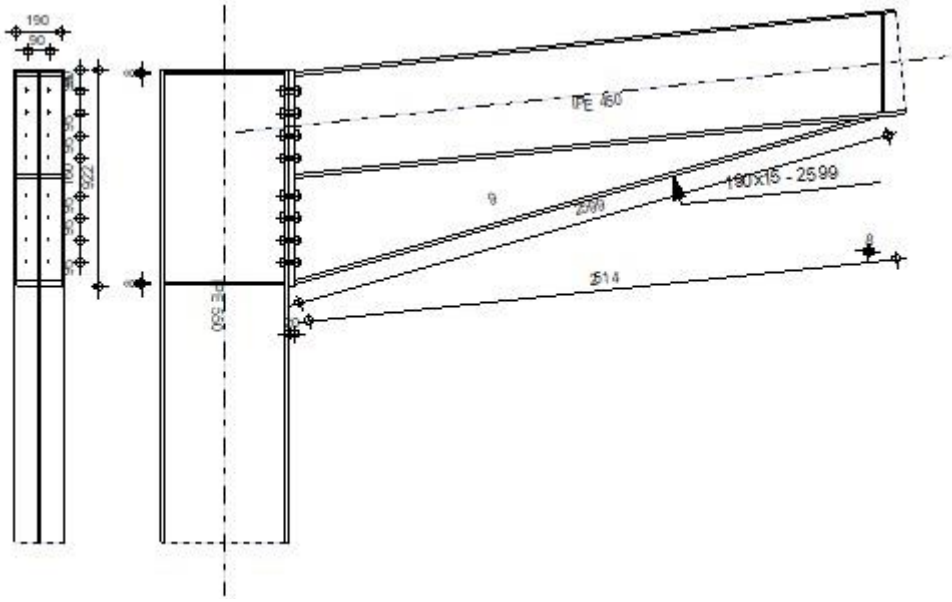
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 6
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 16
Barras de la estructura: 18, 21

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 18
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 21
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	281,96	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,84	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 281,96 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,47 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,24 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,70 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,39 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,79 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,69 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

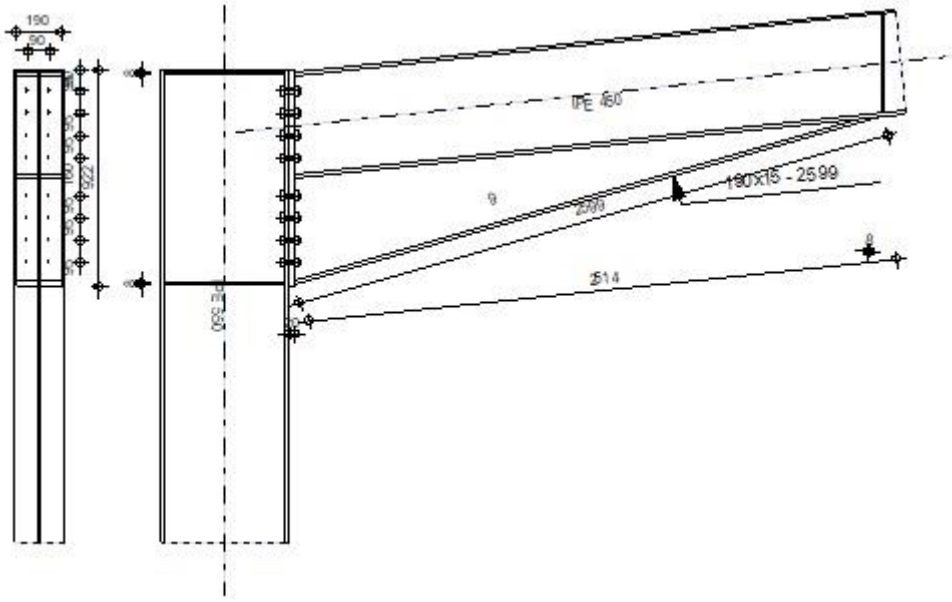
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 45
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 19
Barras de la estructura: 19, 20

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 19
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 20
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	377,22	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,56	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 377,22 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -51,14 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 518,64 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1433,18 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,53 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	177,76 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,26 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

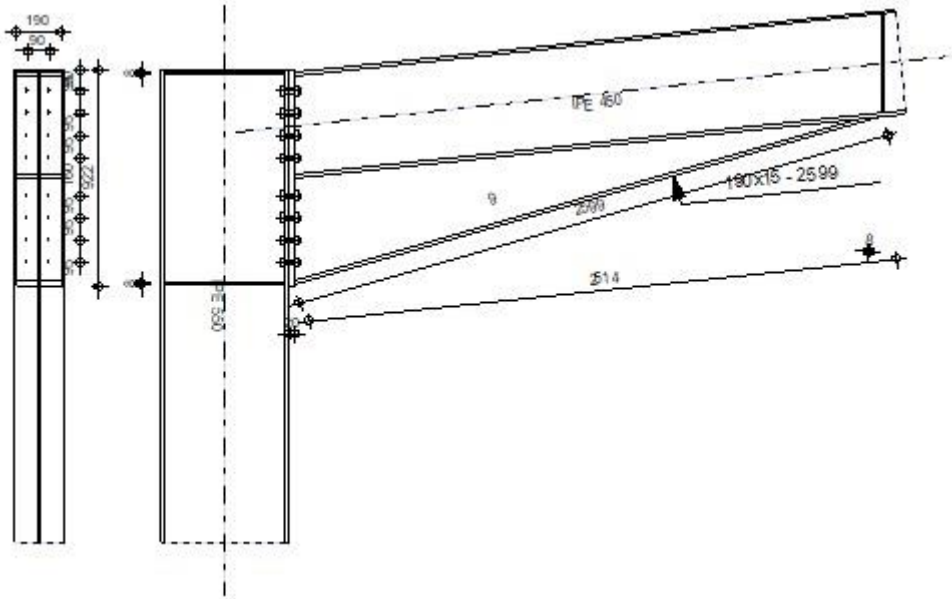
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 7
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 33
Barras de la estructura: 34, 37

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 34
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 37
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{yp} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	Steel		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	Steel		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	282,14	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,84	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 282,14 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,05 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,69 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,41 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,46 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,79 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,73 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

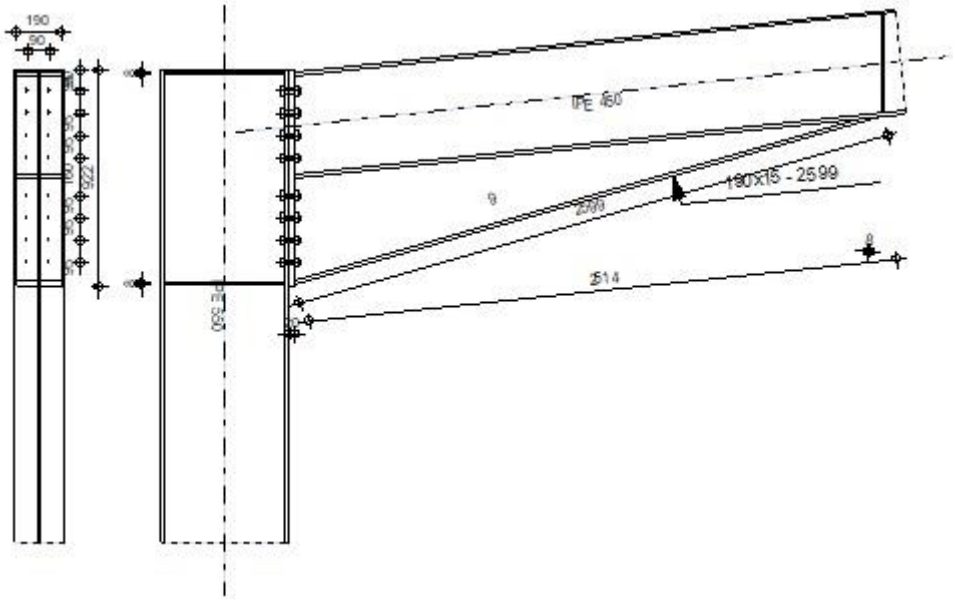
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 46
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 36
Barras de la estructura: 35, 36

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 35
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 36
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	377,41	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,56	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 377,41 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -50,77 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 518,70 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1432,90 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,60 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	177,78 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,30 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

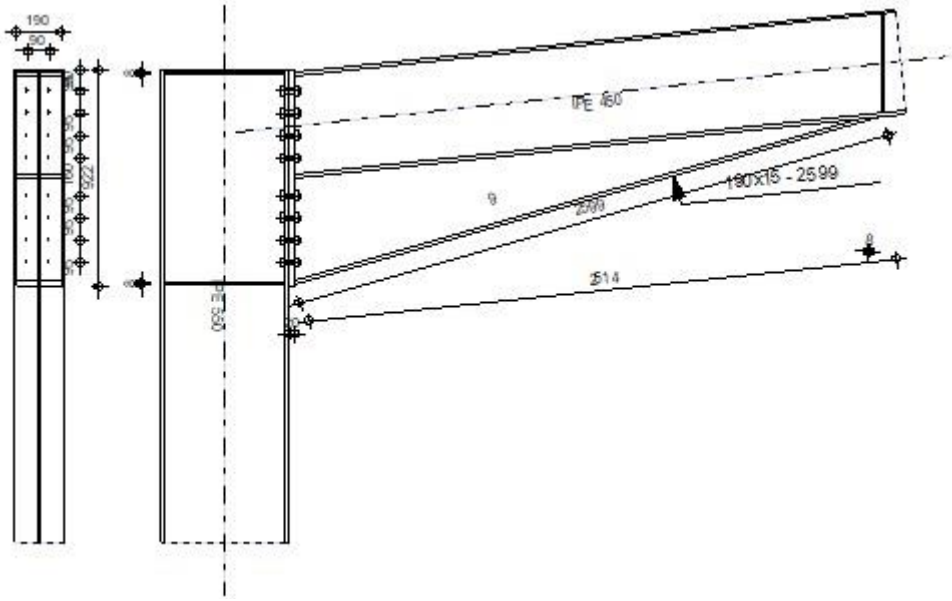
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 8
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 44
Barras de la estructura: 46, 49

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 46
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 49
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	282,11	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,85	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 282,11 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,25 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,60 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,50 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,45 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,81 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,72 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

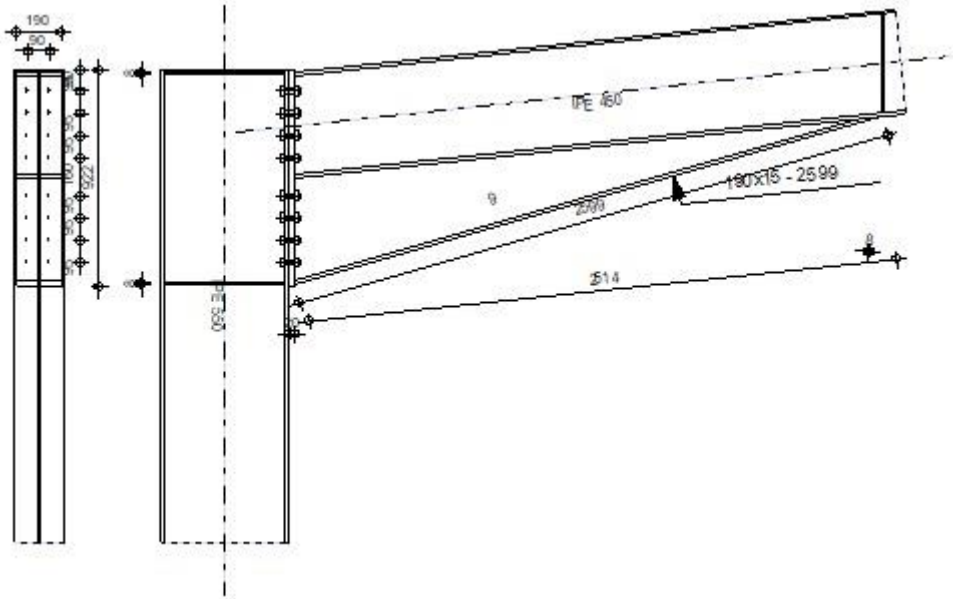
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 47
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 47
Barras de la estructura: 47, 48

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 47
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 48
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	377,30	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,60	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 377,30 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -51,29 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 518,61 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1433,17 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,57 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	177,83 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,29 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

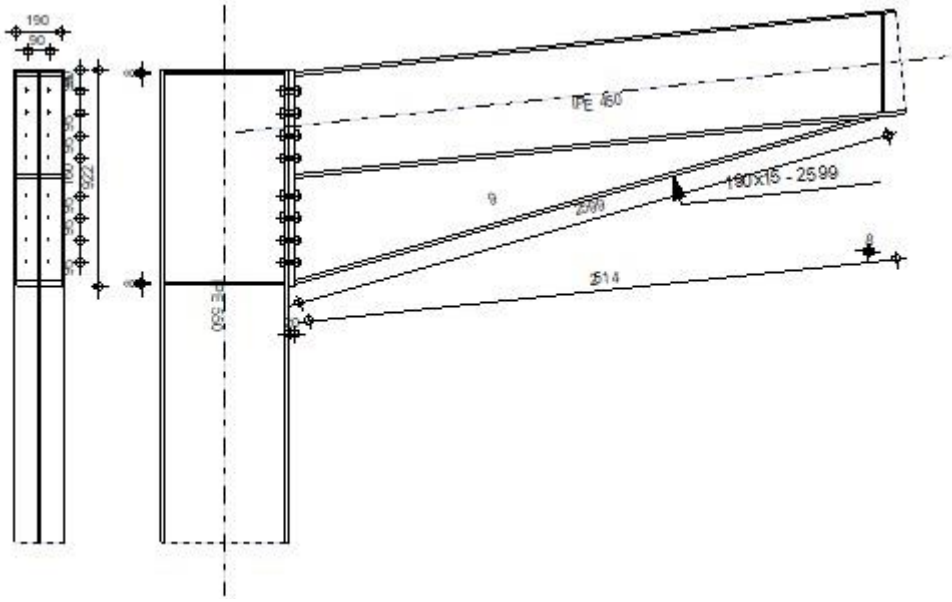
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 9
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 55
Barras de la estructura: 58, 61

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 58
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 61
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275
f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235
f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	282,10	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,85	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 282,10 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,27 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,58 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,51 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,44 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,81 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,72 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

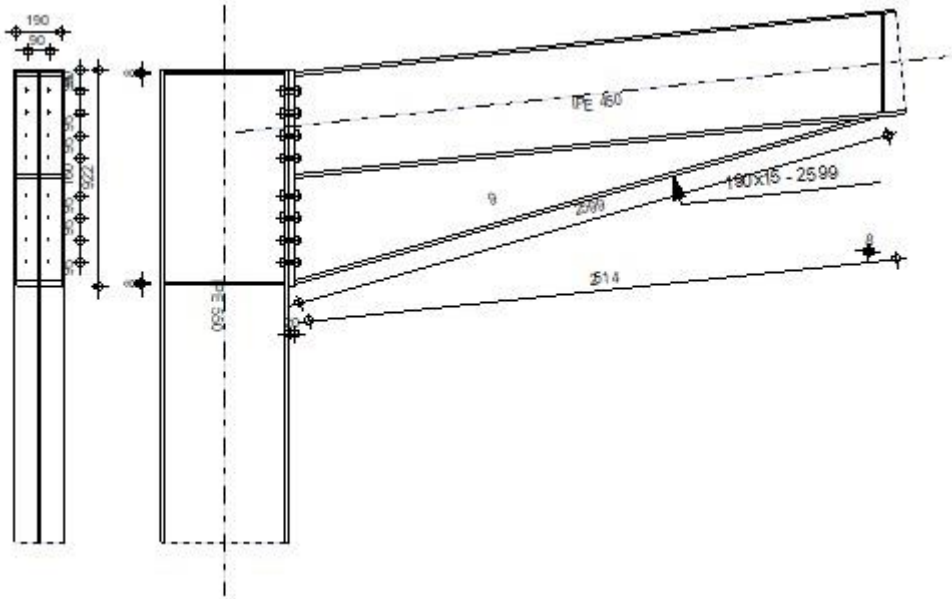
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 48
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 58
Barras de la estructura: 59, 60

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 59
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 60
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	377,34	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,60	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 377,34 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -51,30 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 518,66 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1433,14 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,59 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	177,85 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,30 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

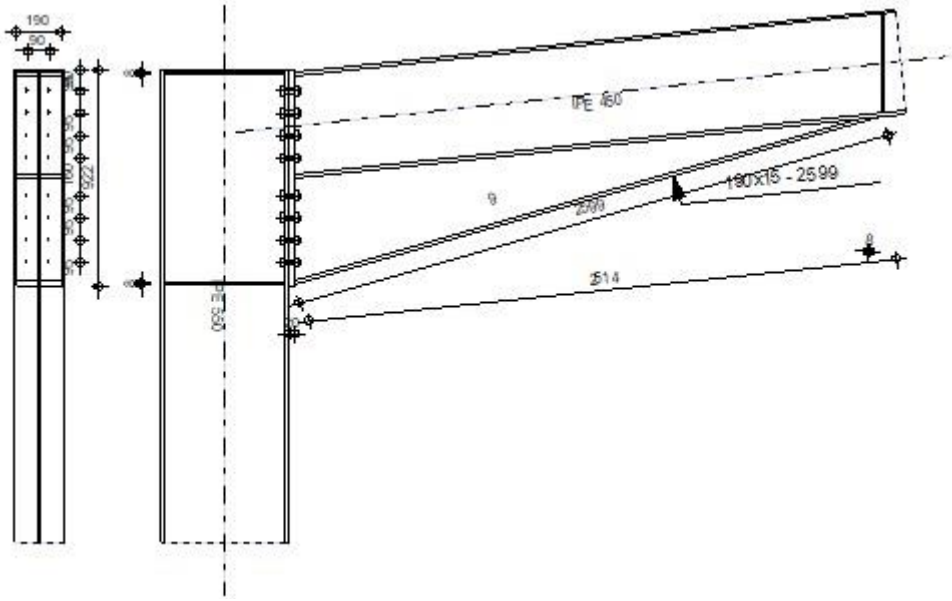
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 10
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 66
Barras de la estructura: 70, 73

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 70
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 73
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	269,79	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	74,33	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 269,79 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,41 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 333,37 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,32 < 1,00	verificado	(0,32)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1515,58 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	127,68 < 404,71	verificado	(0,32)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	127,35 < 404,71	verificado	(0,31)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	63,84 < 309,60	verificado	(0,21)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

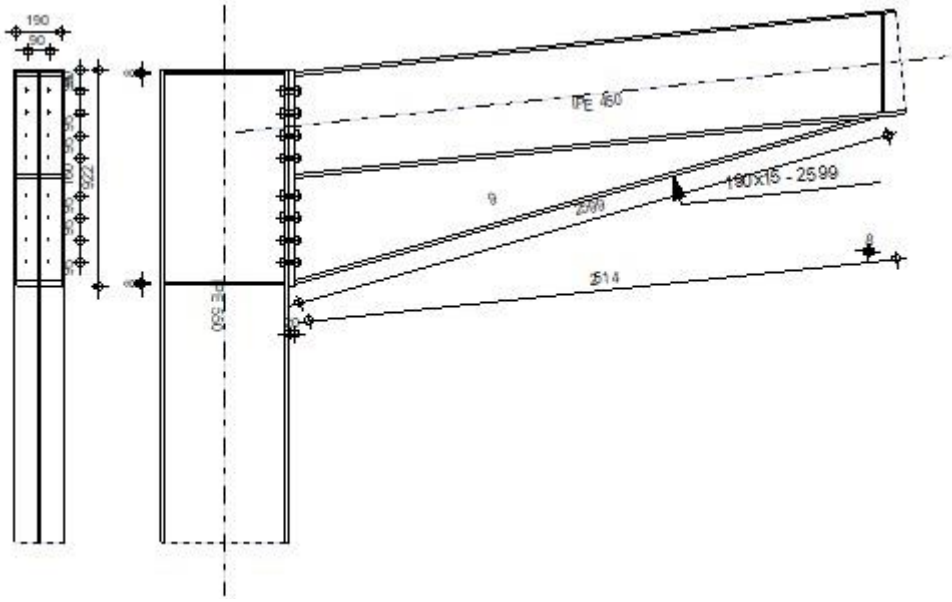
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,57**



GENERAL

Unión N.°: 49
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 69
Barras de la estructura: 71, 72

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 71
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 72
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	365,00	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	73,16	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 365,00 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -52,20 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 449,54 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,43 < 1,00	verificado	(0,43)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,57 < 1,00	verificado	(0,57)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1443,49 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	172,84 < 404,71	verificado	(0,43)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	172,51 < 404,71	verificado	(0,43)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	86,42 < 309,60	verificado	(0,28)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,57

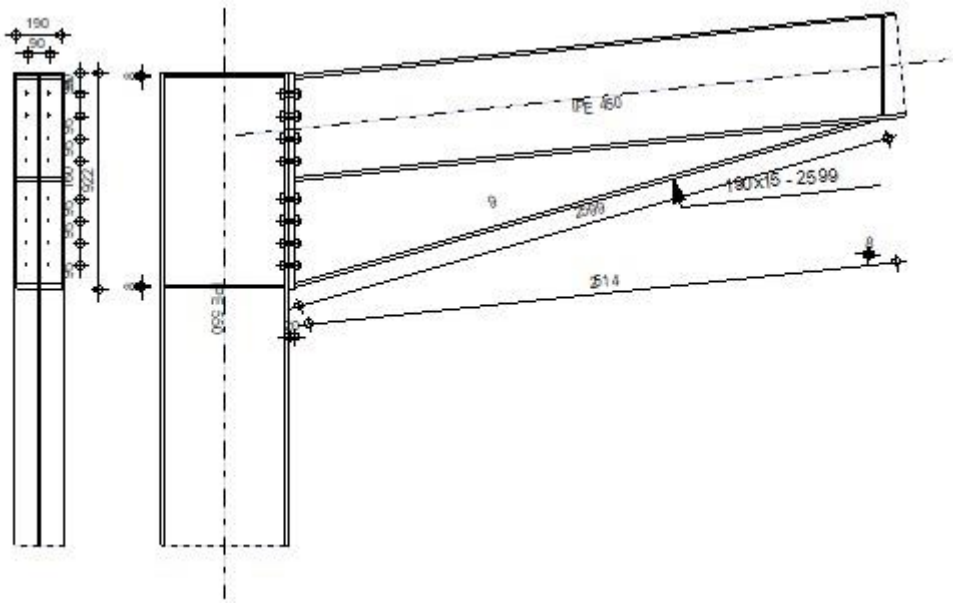
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 1
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 77
Barras de la estructura: 82, 85

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 82
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 85
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	269,80	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	74,33	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 269,80 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,39 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 333,39 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,32 < 1,00	verificado	(0,32)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1515,57 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	127,68 < 404,71	verificado	(0,32)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	127,35 < 404,71	verificado	(0,31)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	63,84 < 309,60	verificado	(0,21)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

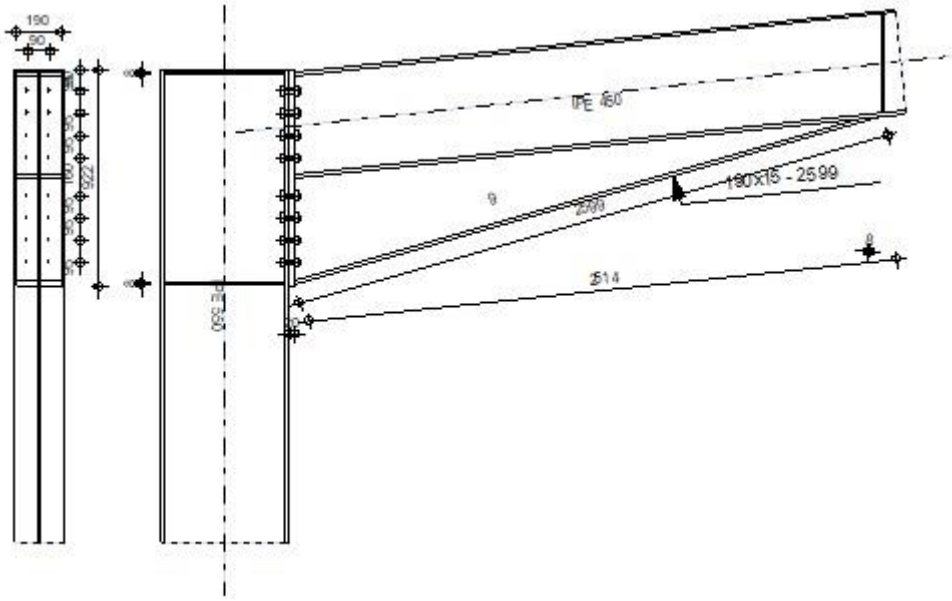
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,57**



GENERAL

Unión N.°: 50
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 80
Barras de la estructura: 83, 84

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 83
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 84
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	365,24	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	73,18	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 365,24 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -52,20 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 449,86 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,43 < 1,00	verificado	(0,43)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,57 < 1,00	verificado	(0,57)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1443,29 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	172,95 < 404,71	verificado	(0,43)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	172,62 < 404,71	verificado	(0,43)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	86,48 < 309,60	verificado	(0,28)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,57

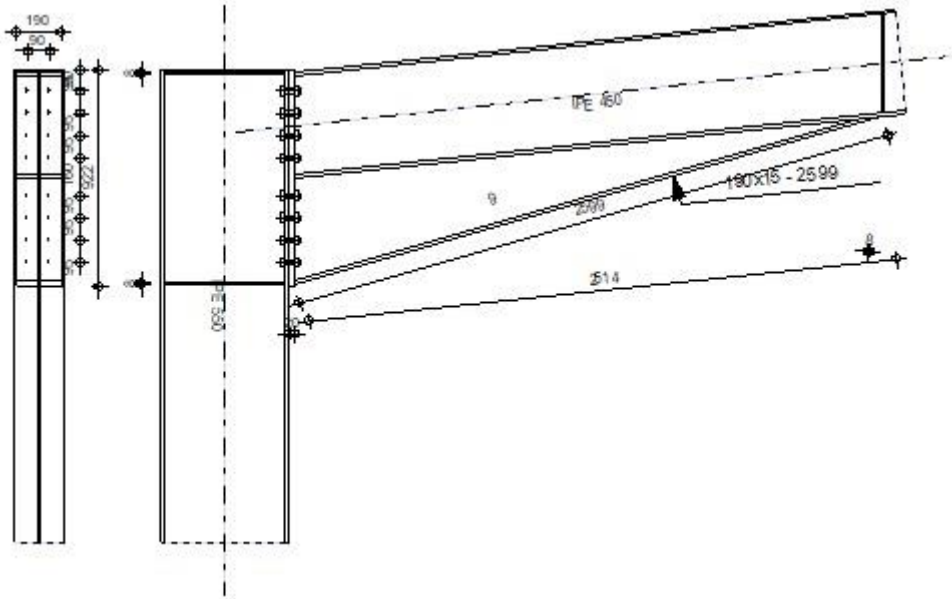
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 11
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 88
Barras de la estructura: 94, 97

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 94
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 97
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	282,11	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,85	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 282,11 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,27 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,59 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,51 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,45 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,82 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,72 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

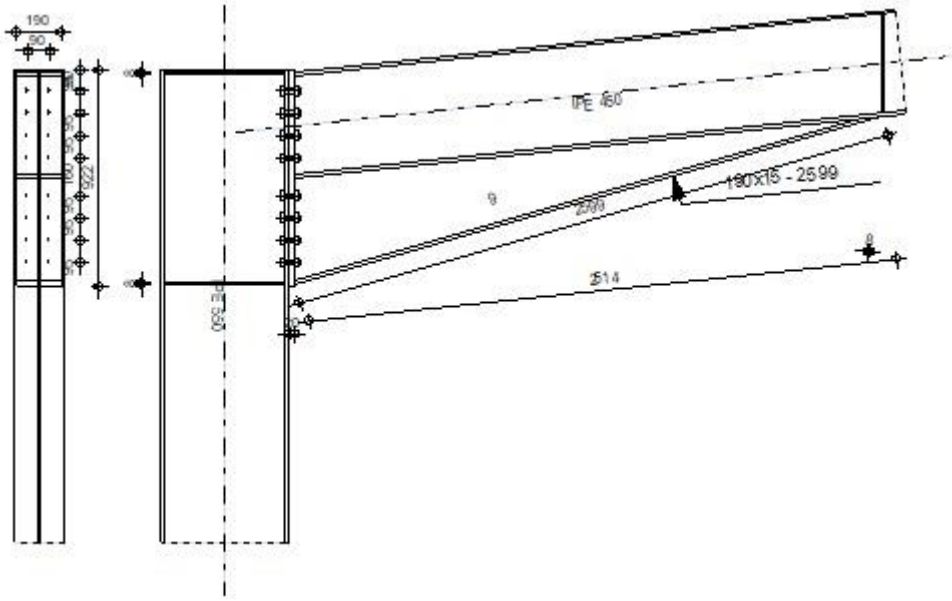
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 51
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 91
Barras de la estructura: 95, 96

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 95
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 96
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	377,68	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,67	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 377,68 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -51,64 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 519,14 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1432,97 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,76 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,07 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,38 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

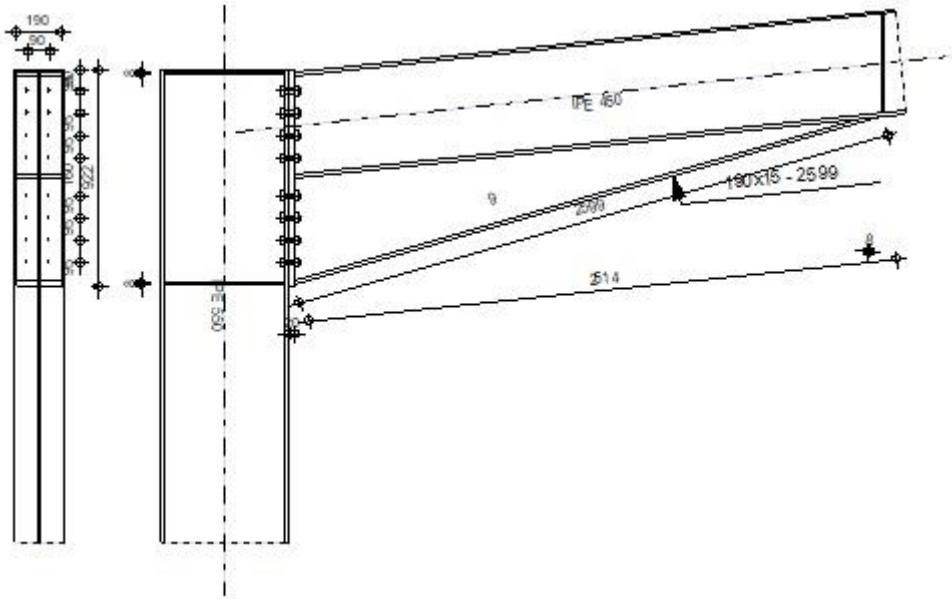
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 12
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 99
Barras de la estructura: 106, 109

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 106
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 109
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	282,11	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,85	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 282,11 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,26 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,60 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,50 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,45 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,82 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,72 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

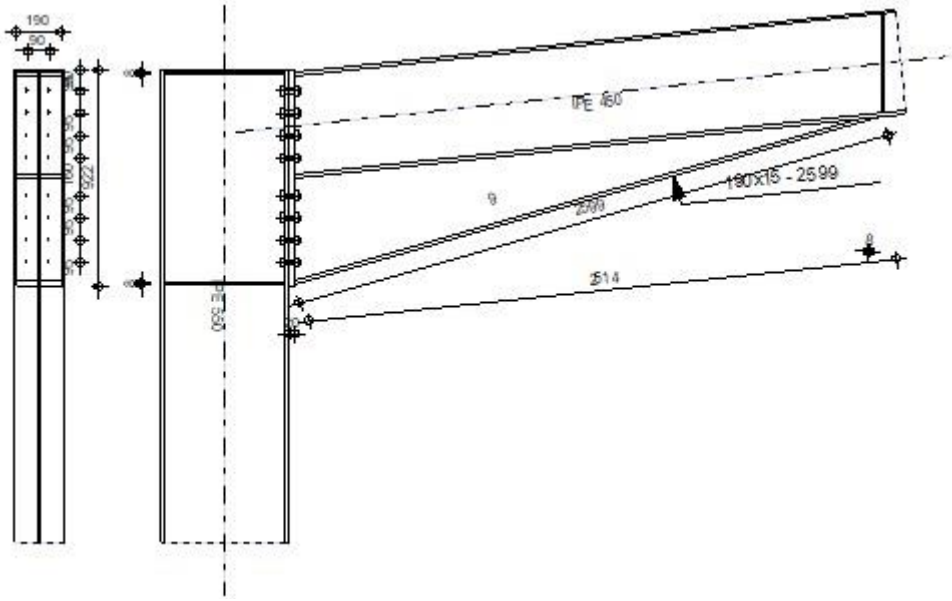
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 52
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 102
Barras de la estructura: 107, 108

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 107
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 108
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	377,67	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,66	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 377,67 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -51,53 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 519,04 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1432,95 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,75 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,04 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,38 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

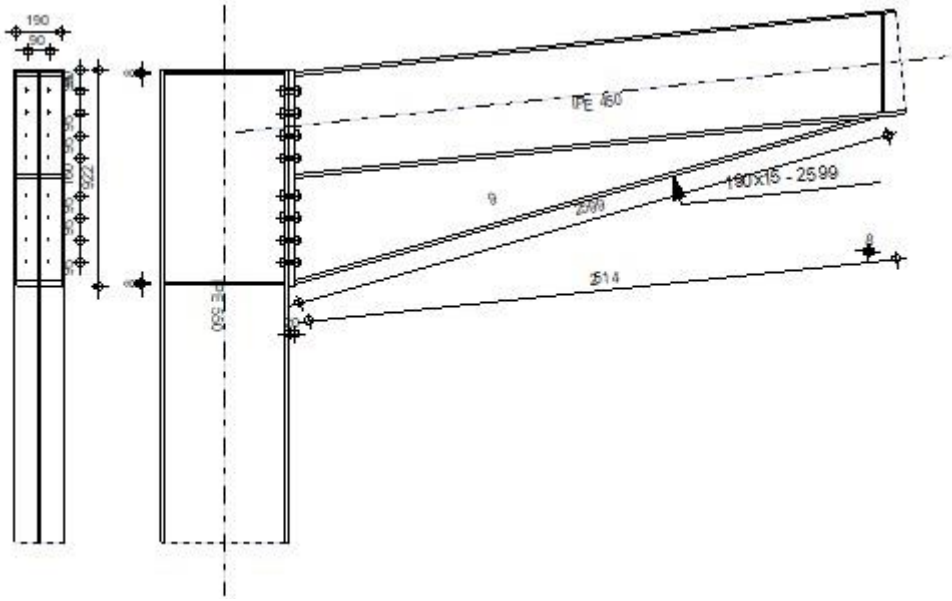
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 13
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 110
Barras de la estructura: 118, 121

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 118
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 121
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	282,12	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,86	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 282,12 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,25 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,63 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,49 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,45 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,82 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,73 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

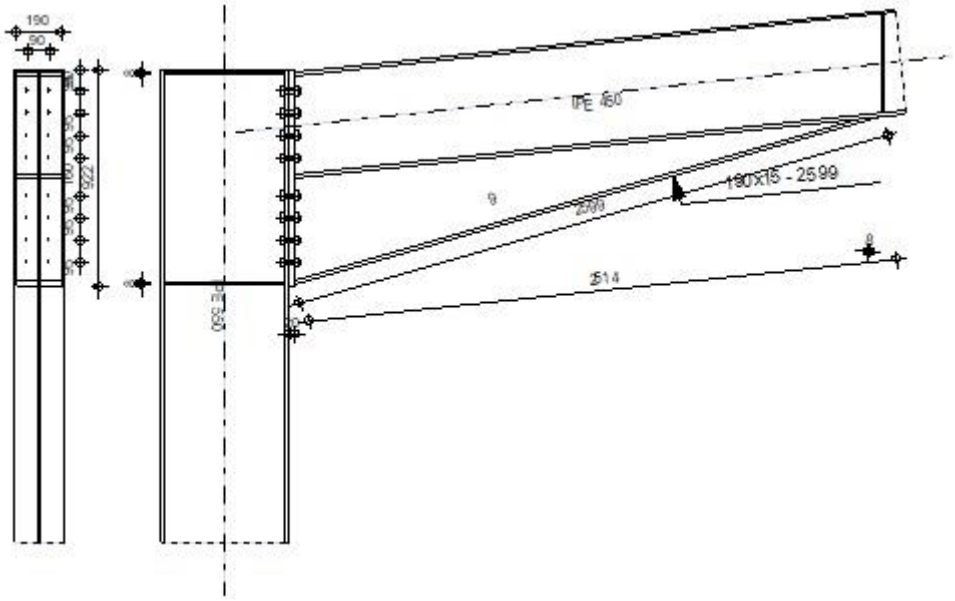
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 53
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 113
Barras de la estructura: 119, 120

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 119
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 120
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	379,86	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,93	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 379,86 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -52,43 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 522,13 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1431,47 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	179,81 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	179,18 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,91 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

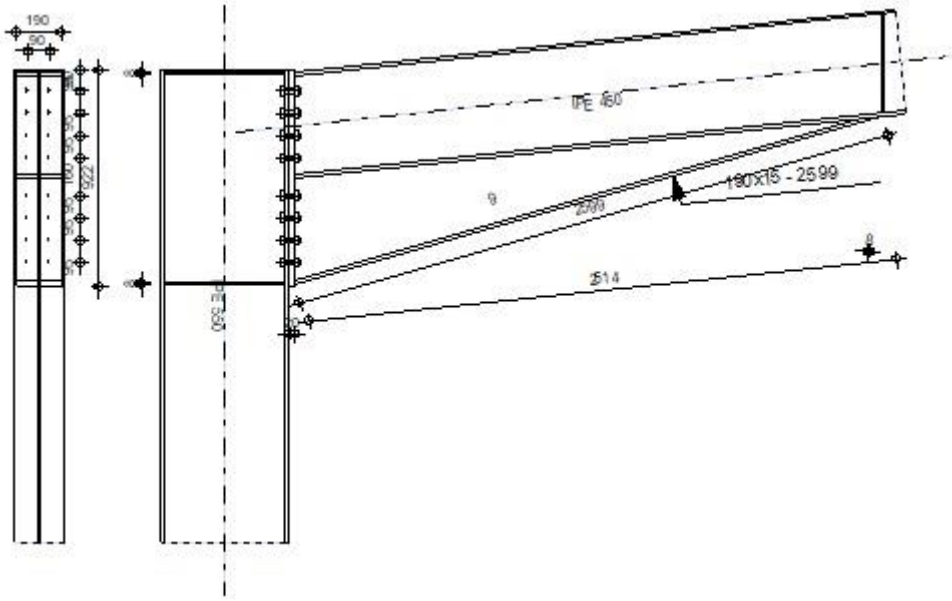
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 14
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 121
Barras de la estructura: 130, 133

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 130
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 133
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{yp} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	Steel		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	Steel		
f_{ysu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	282,06	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,86	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 282,06 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,37 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 348,49 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1505,58 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,43 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,82 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,72 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

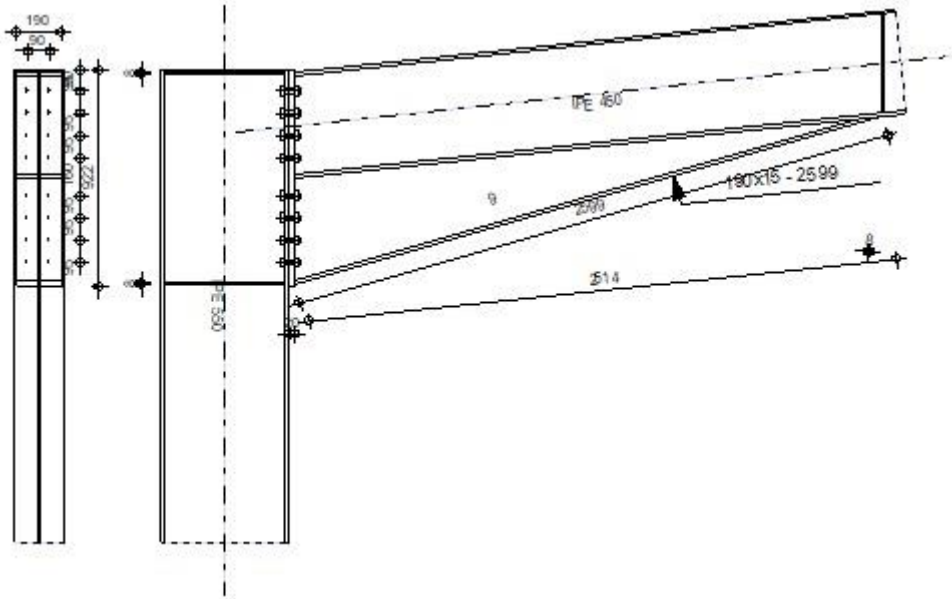
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,59**



GENERAL

Unión N.°: 54
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 124
Barras de la estructura: 131, 132

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 131
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 132
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	379,56	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	75,84	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 379,56 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -51,92 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 521,38 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,59 < 1,00	verificado	(0,59)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1431,54 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	179,65 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	178,95 < 404,71	verificado	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	89,83 < 309,60	verificado	(0,29)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,59

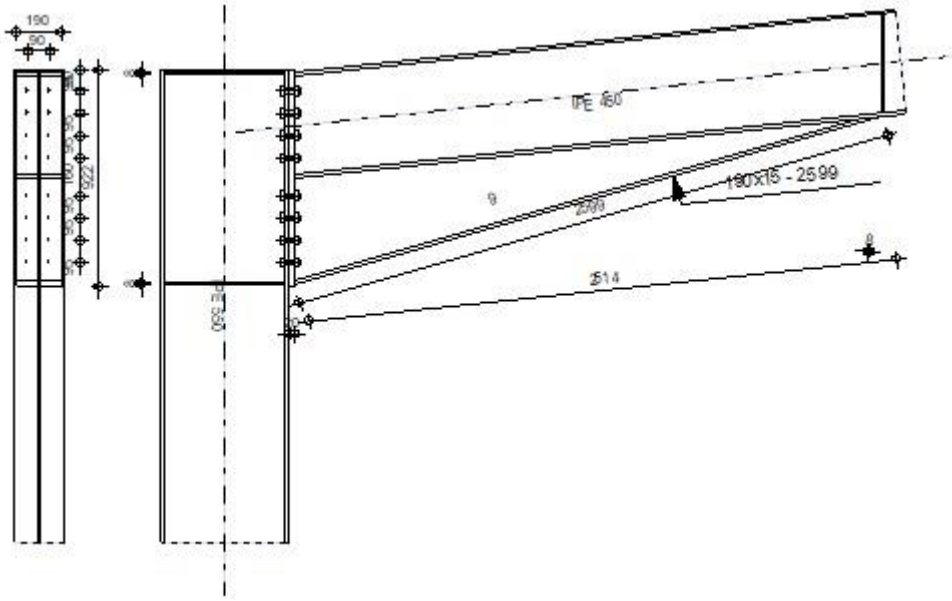
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 15
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 132
Barras de la estructura: 142, 145

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 142
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 145
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275
f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235
f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	269,91	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	74,33	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 269,91 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -36,13 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión		EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante		EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 333,67 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,32 < 1,00	verificado	(0,32)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar		[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión		[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1515,38 [kN]	Resistencia de la unión al cortante		[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	127,73 < 404,71	verificado	(0,32)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	127,35 < 404,71	verificado	(0,31)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	63,86 < 309,60	verificado	(0,21)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

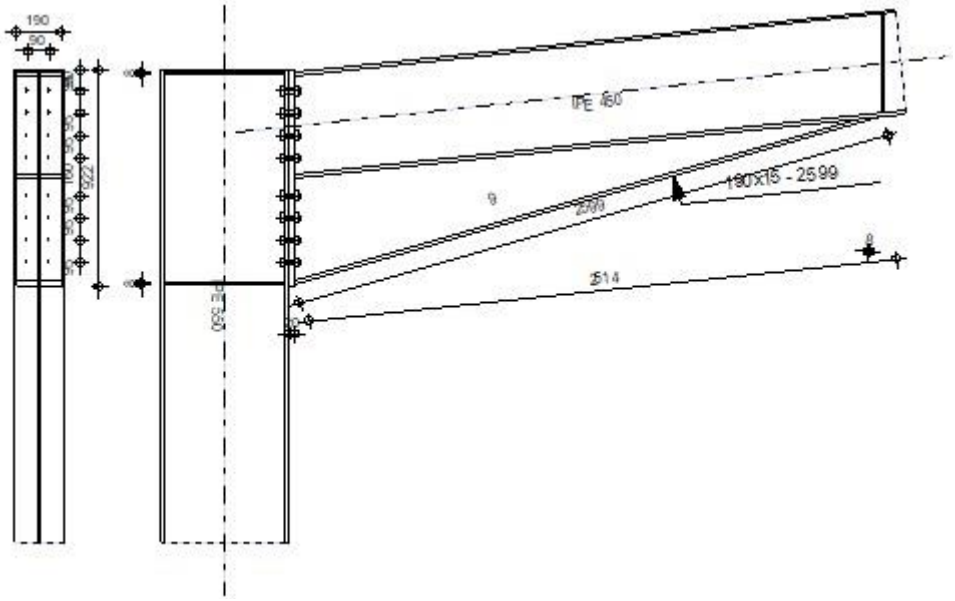
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,54**



GENERAL

Unión N.°: 55
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 135
Barras de la estructura: 143, 144

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 143
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 144
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	343,21	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	71,41	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 343,21 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -51,97 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 421,27 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,40 < 1,00	verificado	(0,40)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,54 < 1,00	verificado	(0,54)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1461,14 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	162,62 < 404,71	verificado	(0,40)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	162,76 < 404,71	verificado	(0,40)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	81,31 < 309,60	verificado	(0,26)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,54

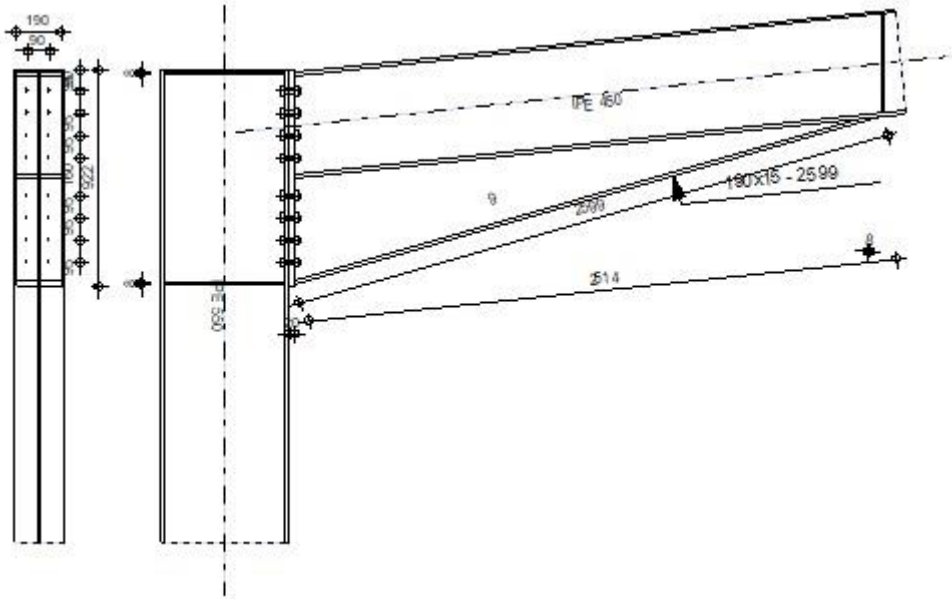
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 16
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 143
Barras de la estructura: 154, 157

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 154
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 157
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	281,72	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,92	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 281,72 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -37,74 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 347,73 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,33 < 1,00	verificado	(0,33)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1506,33 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,31 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,91 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,66 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

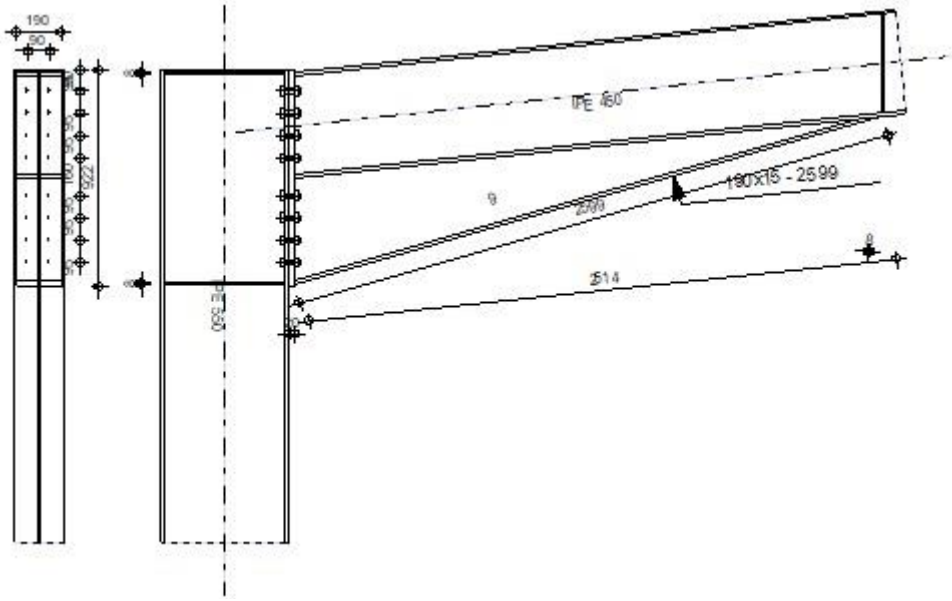
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,44**



GENERAL

Unión N.°: 56
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 146
Barras de la estructura: 155, 156

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 155
α = -90,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yc} = 275,00 [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 156
α = 6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
n_v =	8		Número de líneas de tornillos
h_1 =	90	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]

Separación vertical p_i = 95;95;95;160;95;95;95 [mm]

PLETINA

h_p =	922	[mm]	Altura de la pletina
b_p =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_p =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275

f_{yp} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_d =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{fd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_d =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_d =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{su} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{su} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hu} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

Inferior

h_{sd} =	516	[mm]	Altura del rigidizador
b_{sd} =	99	[mm]	Anchura del rigidizador
t_{hd} =	8	[mm]	Espesor del rigidizador

Material: Steel

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_s =	7	[mm]	Soldadura del rigidizador
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	281,72	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	76,92	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha

$M_{b1,Ed}$ = 281,72 [kN*m] Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ = -37,74 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ = 2717,57 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión			EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ = 1478,88 [kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante			EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)
$M_{b,pl,Rd}$ = 468,03 [kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)			EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ = 1007,17 [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión			EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ = 1134,80 [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma			[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ = 953,56 [kN]	Resistencia del ala de la viga			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

$V_{wp,Ed}$ = 386,51 [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma			[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ = 1045,03 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante			[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,37 < 1,00	verificado	(0,37)
$F_{c,wc,Rd}$ = 955,21 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 954,81 [kN]	Resistencia del alma del pilar			[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN]	Resistencia de la unión a la compresión			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	815	282,24	282,24	379,10	282,24	514,13	282,24	669,17
2	720	216,60	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
3	625	216,43	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
4	530	183,53	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
5	370	54,76	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
6	275	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
7	180	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17
8	85	-	282,24	379,10	282,24	496,38	282,24	669,17

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 638,66 [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		0,44 < 1,00	verificado	(0,44)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1506,33 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	133,31 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	132,91 < 404,71	verificado	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	66,66 < 309,60	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ =	208318,86	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
S_j =	208318,86	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ =	140948,27	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	2818,97	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,44

5.6.2.2.- Cálculo de la unión Poste-Cimentación

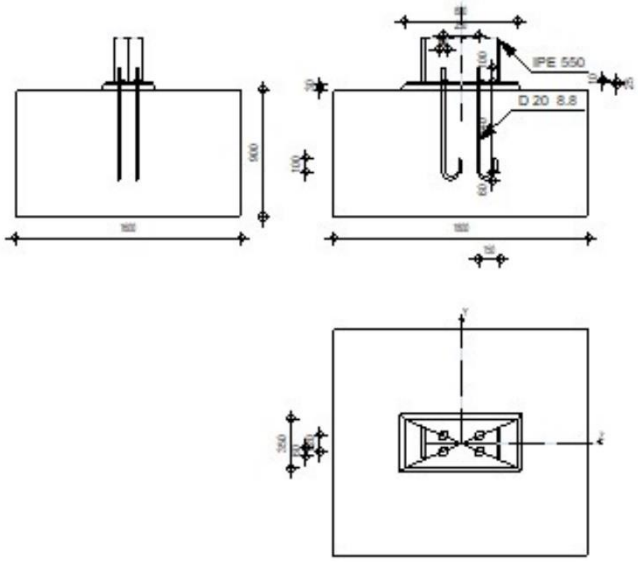
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 3
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 78
Barras de la estructura: 82

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 82
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 28: ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75
$N_{j,Ed}$ = -18,00 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -0,03 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -43,23 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 5,40 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 101,14 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 101,14 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	0,86	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0,86	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,01	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,99	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

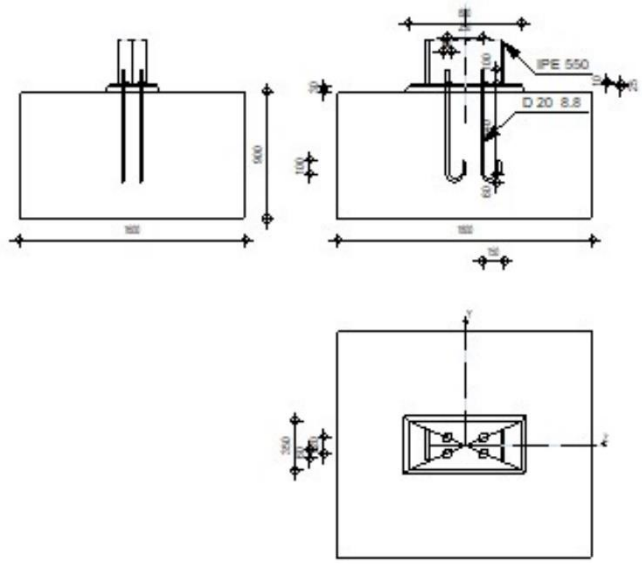
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,28**



GENERAL

Unión N.°: 30
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 6
Barras de la estructura: 7

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 7
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -105,29 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -8,35 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -26,99 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,03 < 1,00 verificado (0,03)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 31,59	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 127,33	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	verificado	(0,07)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 127,33	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,21 < 1,00	verificado	(0,21)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,28 < 1,00	verificado	(0,28)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 5,03	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 5,03	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -1,70	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -4,36	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLA DE ANCLAJE CONTRA EL CIZALLAMIENTO - CON EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,28

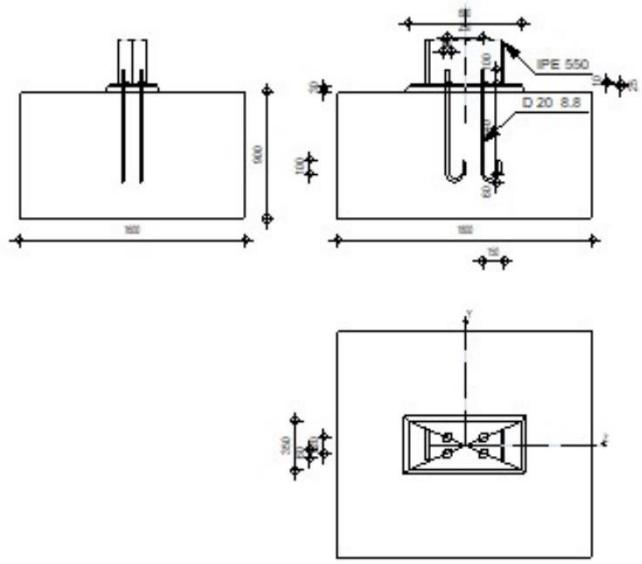
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,46**



GENERAL

Unión N.°: 31
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 12
Barras de la estructura: 12

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 12
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 28: ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75
$N_{j,Ed}$ = -16,77 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 0,04 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -46,26 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,01 < 1,00 verificado (0,01)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 5,03	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 100,78	[kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 100,78	[kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,46 < 1,00	verificado	(0,46)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,46 < 1,00	verificado	(0,46)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 0,80	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 0,80	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = 0,01	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -7,48	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,46

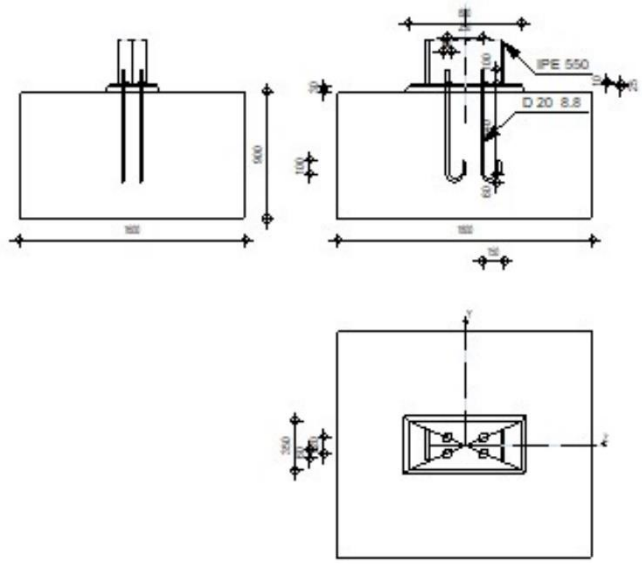
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 32
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 17
Barras de la estructura: 18

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 18
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} =	20,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g =	30	[mm]	Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p =	6	[mm]	Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	24,38	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	-0,36	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,39	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,s2}$ =	130,67	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ =	88,96	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	393,91	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c}$ =	53,91	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	505,33	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp}$ =	63,19	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón	CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	53,91	[kN]	Resistencia del anclaje a la tracción	

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ =	107,82	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,82 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,28 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,28 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,55 [MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,55 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,07 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,21 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

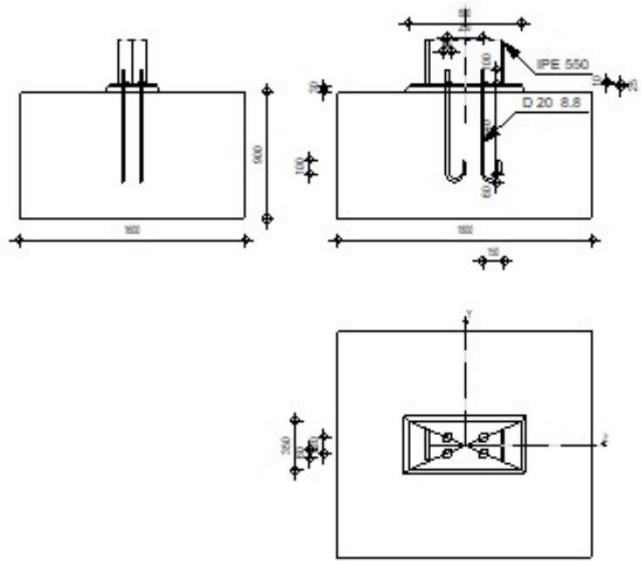
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 33
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 34
Barras de la estructura: 34

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 34
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	25,04	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	0,30	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,47	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2}$ = 130,67 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ = 88,96 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 393,91 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c}$ = 53,91 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 505,33 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp}$ = 63,19 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ = 53,91 [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ = 107,82 [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,79 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,16 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,16 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,60 [MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,60 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,06 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,22 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

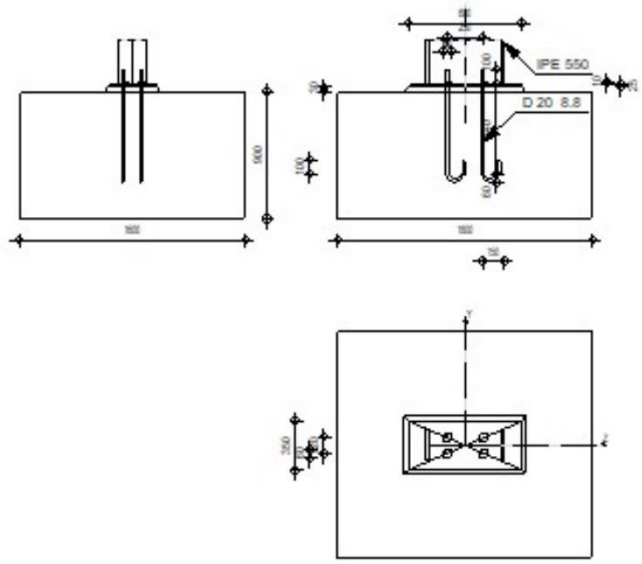
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 34
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 45
Barras de la estructura: 46

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 46
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} =	20,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g =	30	[mm]	Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p =	6	[mm]	Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	25,26	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	-0,72	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,41	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,s2}$ =	130,67	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ =	88,96	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	393,91	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c}$ =	53,91	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	505,33	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp}$ =	63,19	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón	CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	53,91	[kN]	Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ =	107,82	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,78 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,61	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,61	[MPa]	Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,15	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,21	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

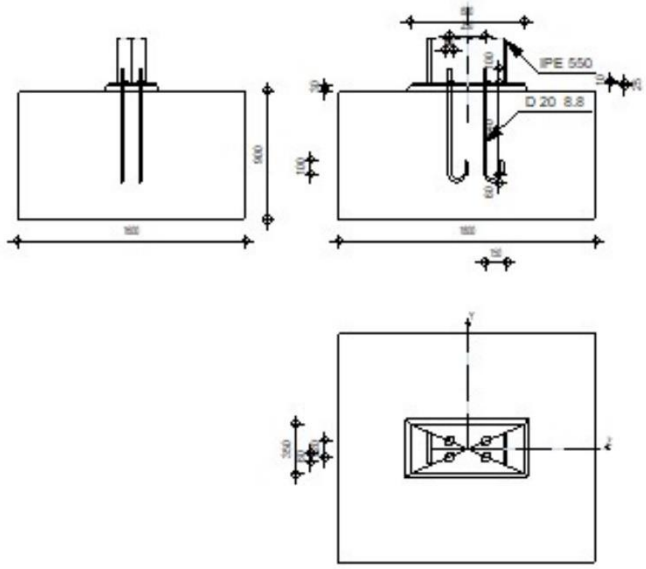
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 35
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 56
Barras de la estructura: 58

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 58
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_V =	2		Número de columnas de tornillos
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	24,22	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	0,14	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,45	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2}$ = 130,67 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ = 88,96 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 393,91 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c}$ = 53,91 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 505,33 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp}$ = 63,19 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ = 53,91 [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ = 107,82 [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,83 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,31 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,31 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,54	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,54	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,03	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,21	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

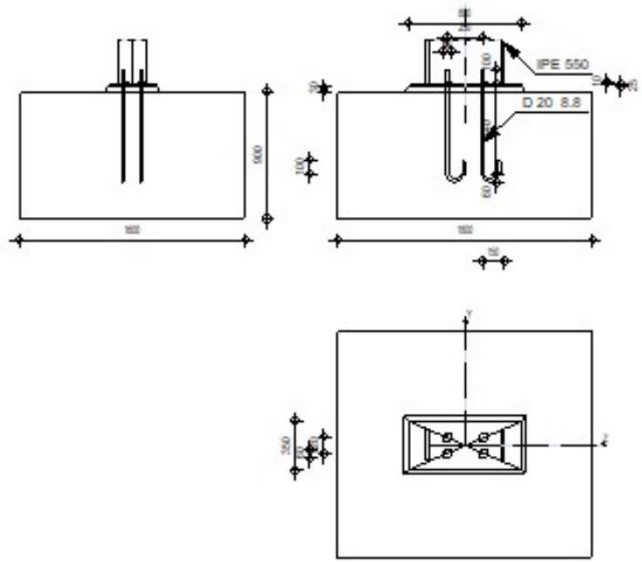
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 36
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 67
Barras de la estructura: 70

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 70
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 28: ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75
$N_{j,Ed}$ = -18,04 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -0,04 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -43,18 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,01 < 1,00 verificado (0,01)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 5,41	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 101,16	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 101,16	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 0,86	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 0,86	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0,01	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -6,98	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

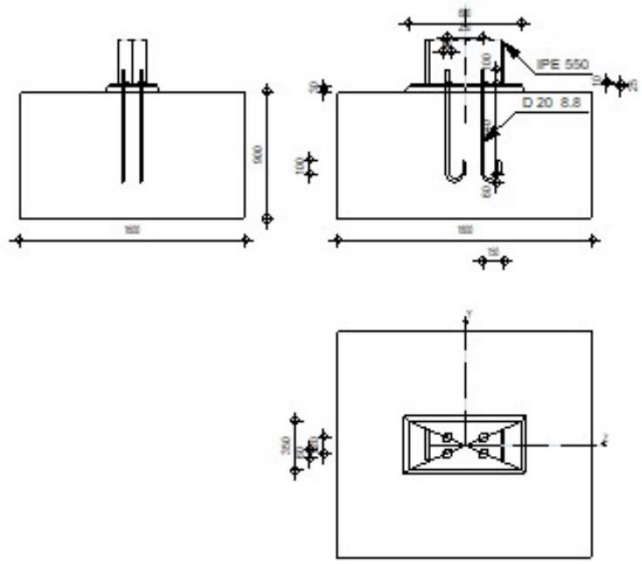
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 37
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 89
Barras de la estructura: 94

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 94
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} =	20,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g =	30	[mm]	Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p =	6	[mm]	Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	25,25	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	-0,81	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,49	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,s2}$ =	130,67	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ =	88,96	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	393,91	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c}$ =	53,91	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	505,33	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp}$ =	63,19	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón	CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	53,91	[kN]	Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ =	107,82	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,78 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,61	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,61	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,17	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,22	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

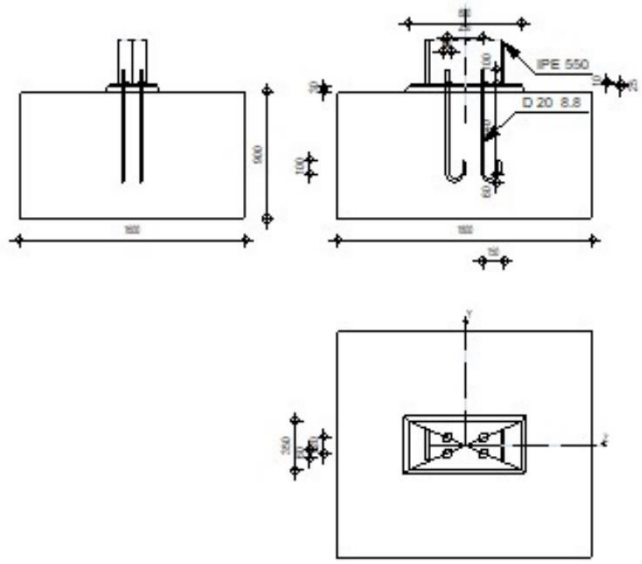
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 38
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 100
Barras de la estructura: 106

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 106
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	24,26	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	0,24	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,46	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2}$ = 130,67 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ = 88,96 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 393,91 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c}$ = 53,91 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 505,33 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp}$ = 63,19 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ = 53,91 [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ = 107,82 [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,82 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,30 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,30 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,55	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,55	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,05	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,22	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

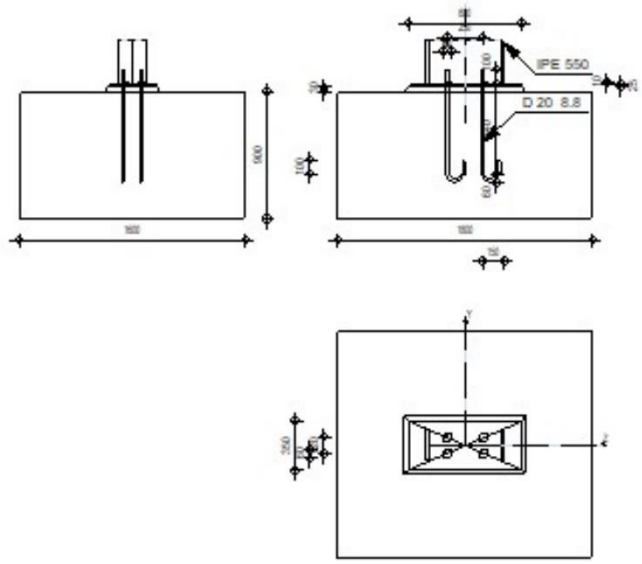
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 39
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 111
Barras de la estructura: 118

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 118
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	24,58	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	-0,55	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,70	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,s2}$ =	130,67	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ = 88,96 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 393,91 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c}$ = 53,91 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 505,33 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp}$ = 63,19 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ = 53,91 [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ = 107,82 [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,81 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,24 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,24 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,57 [MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,57 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,11 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,26 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

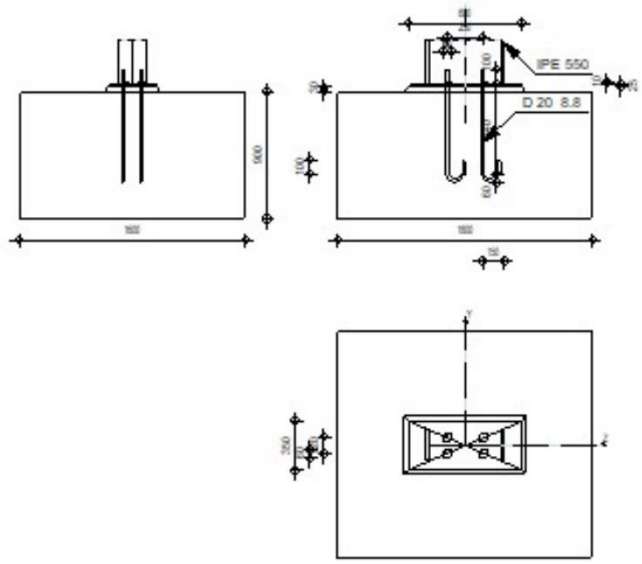
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 40
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 122
Barras de la estructura: 130

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 130
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	24,36	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	0,60	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-38,71	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2}$ = 130,67 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ = 119,95 [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ = 88,96 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 393,91 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c}$ = 53,91 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ = 505,33 [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp}$ = 63,19 [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ = 53,91 [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ = 107,82 [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,82 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 91,28 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 91,28 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,55 [MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,55 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,12 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-6,26 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

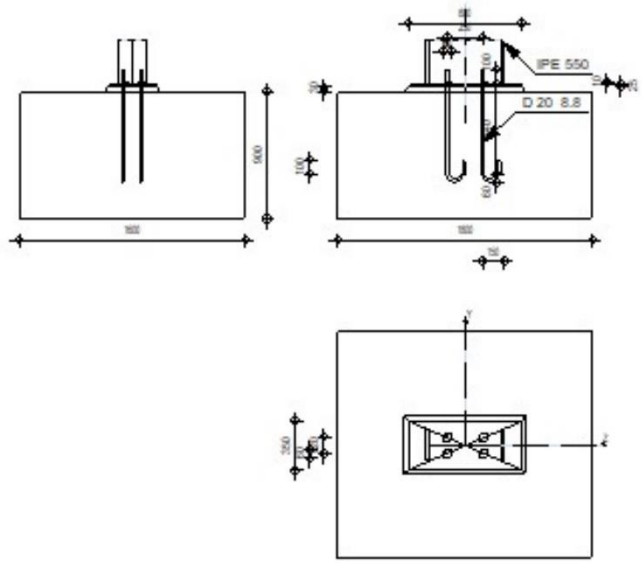
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,40**



GENERAL

Unión N.°: 41
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 133
Barras de la estructura: 142

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 142
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} =	20,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g =	30	[mm]	Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p =	6	[mm]	Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

$N_{j,Ed}$ =	26,10	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	0,42	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	-35,87	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,s2}$ =	130,67	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ =	119,95	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p}$ =	88,96	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	393,91	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c}$ =	53,91	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0$ =	505,33	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp}$ =	63,19	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón	CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	53,91	[kN]	Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd}$ =	107,82	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]

RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd}$ = 691,87 [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd}$ = 215,65 [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 (6.24)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 22,74 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 107,82 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 0,00 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 90,96 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ ≤ 1,0	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 90,96 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y}$ / $V_{j,Rd,y}$ + $V_{j,Ed,z}$ / $V_{j,Rd,z}$ ≤ 1,0	0,40 < 1,00	verificado	(0,40)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	1,66 [MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	1,66 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,09 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-5,80 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp$ / (0.9*f_u/γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))}$ / (f_u/(β_W*γ_{M2}))) ≤ 1.0 (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - RUPTURA DEL HORMIGÓN DEBIDO AL EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,40

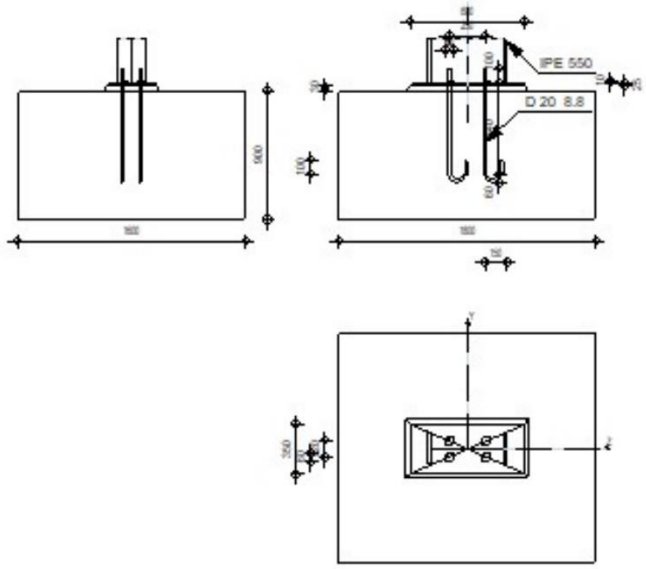
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,30**



GENERAL

Unión N.°: 42
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 144
Barras de la estructura: 154

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 154
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

Clase =	8.8		Clase de anclajes
n_V =	2		Número de columnas de tornillos
n_H =	2		Número de líneas de tornillos
e_H =	250	[mm]	Separación horizontal
e_V =	120	[mm]	Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
γ_C =	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L =	1800	[mm]	Longitud de la cimentación
B =	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
H =	900	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25

f_{ck} =	20,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g =	30	[mm]	Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p =	6	[mm]	Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$N_{j,Ed}$ =	-102,89	[kN]	Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ =	-0,35	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ =	37,84	[kN]	Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c =	51	[mm]	Anchura adicional de la zona de apoyo	[6.2.5.(4)]
f_{jd} =	26,67	[MPa]	Resistencia de cálculo al apoyo	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ =	3201,44	[kN]	Resistencia del hormigón al apoyo en compresión	[6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ =	3201,44	[kN]	Resistencia del pié del pilar a la compresión axial	[6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ =	430,00	[kN]	Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ =	430,00	[kN]	Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base	[6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ =	49,86	[kN]	Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo	[6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN]	Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo			CEB [9.3.1]
RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA				
$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66 [kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca			CEB [9.3.1]
DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN				
$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde			CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde			CEB [9.3.1]
DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN				
$F_{f,Rd}$ = 30,87 [kN]	Resistencia al deslizamiento			[6.2.2.(6)]
CONTROL DEL CIZALLAMIENTO				
$V_{j,Rd,y} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,y},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y}$ = 126,61 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,z},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z}$ = 126,61 [kN]	Resistencia de la unión al cortante			CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,30 < 1,00	verificado	(0,30)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,30 < 1,00	verificado	(0,30)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 4,92 [MPa]	Tensión nornal en la soldadura			[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 4,92 [MPa]	Tensión tangente perpendicular			[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0,07 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$			[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = 6,12 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$			[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia			[4.5.3.(7)]
$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,30

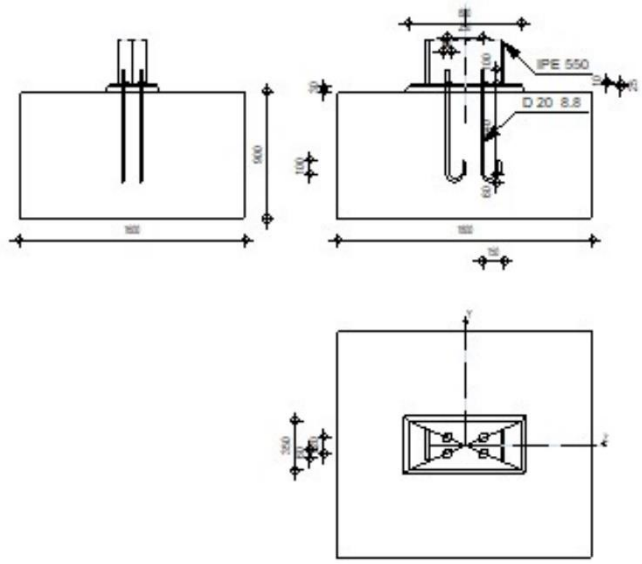
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,28**



GENERAL

Unión N.°: 57
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 8
Barras de la estructura: 8

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 8
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 32: ELU21 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -105,57 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -8,39 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = 27,17 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 31,67	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 127,41	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	verificado	(0,07)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 127,41	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,21 < 1,00	verificado	(0,21)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,28 < 1,00	verificado	(0,28)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 5,05	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 5,05	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -1,71	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = 4,39	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLA DE ANCLAJE CONTRA EL CIZALLAMIENTO - CON EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,28

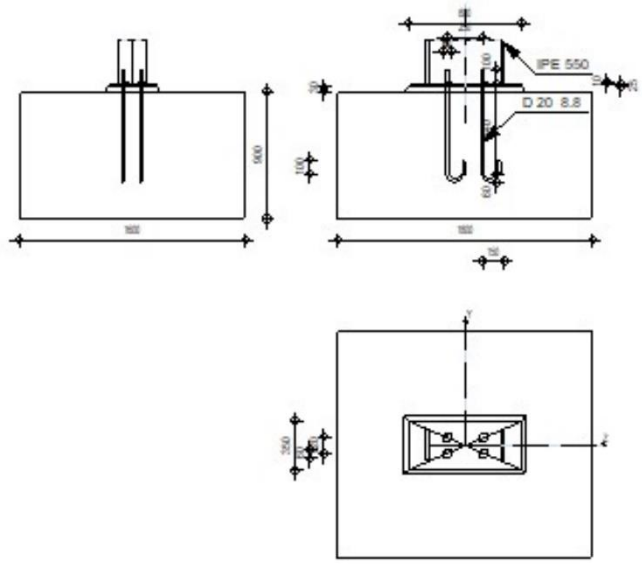
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,32**



GENERAL

Unión N.°: 58
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 13
Barras de la estructura: 13

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 13
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 67: ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50
$N_{j,Ed}$ = -10,01 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 0,05 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -31,26 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,00 < 1,00 verificado (0,00)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 3,00	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 98,75	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 98,75	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,32 < 1,00	verificado	(0,32)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,32 < 1,00	verificado	(0,32)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 0,48	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 0,48	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = 0,01	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -5,05	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,32

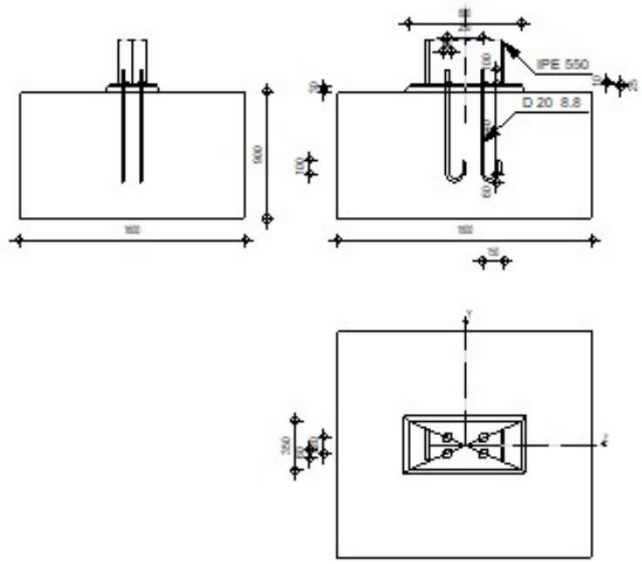
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 59
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 18
Barras de la estructura: 19

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 19
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -147,55 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 4,11 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -54,75 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 44,27	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 140,01	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 140,01	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 7,05	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 7,05	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = 0,84	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,85	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

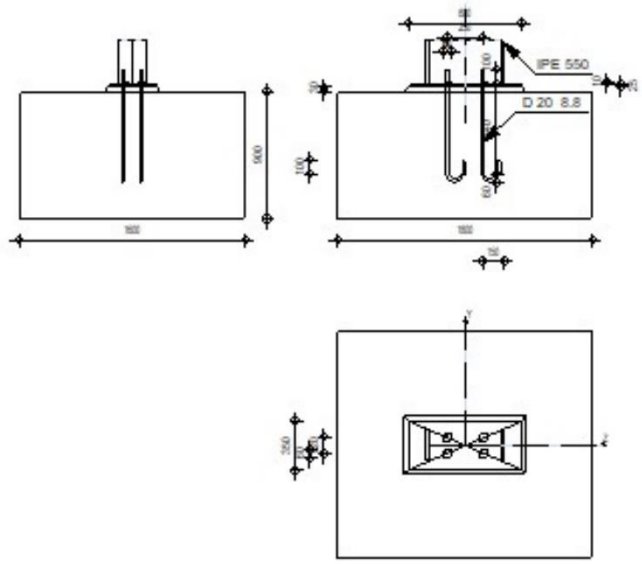
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 60
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 35
Barras de la estructura: 35

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 35
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -154,36 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -4,11 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -55,04 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 46,31	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 142,05	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 142,05	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 7,38	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 7,38	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0,84	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,90	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

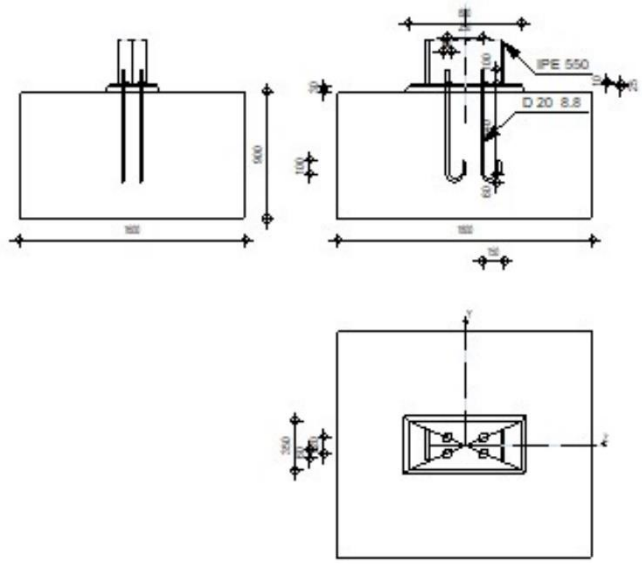
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 61
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 46
Barras de la estructura: 47

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 47
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -146,69 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 3,88 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -54,78 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 44,01	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 139,75	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 139,75	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 7,01	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 7,01	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y\parallel}$ = 0,79	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel}$ = -8,85	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{y\parallel}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

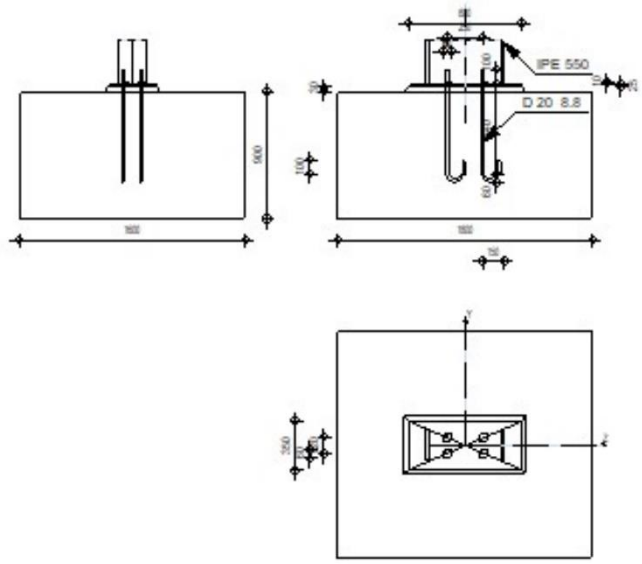
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 62
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 57
Barras de la estructura: 59

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 59
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -151,58 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -3,64 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -54,98 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 45,47	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 141,22	[kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 141,22	[kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 7,25	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 7,25	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0,74	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,89	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

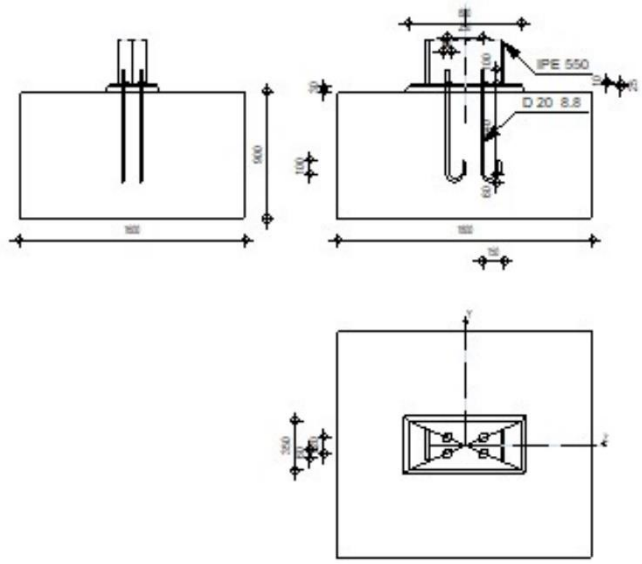
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,39**



GENERAL

Unión N.°: 63
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 68
Barras de la estructura: 71

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 71
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -139,89 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 0,03 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -53,14 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,04 < 1,00 verificado (0,04)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 41,97	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 137,71	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 137,71	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 6,69	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 6,69	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = 0,01	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,59	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,39

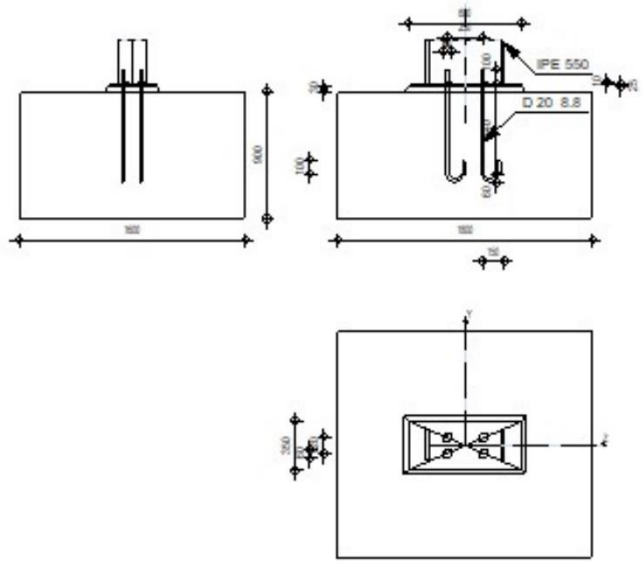
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,39**



GENERAL

Unión N.°: 64
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 79
Barras de la estructura: 83

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 83
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -139,93 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 0,05 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -53,19 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,04 < 1,00 verificado (0,04)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 41,98	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 137,72	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 137,72	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 6,69	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 6,69	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = 0,01	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,60	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,39

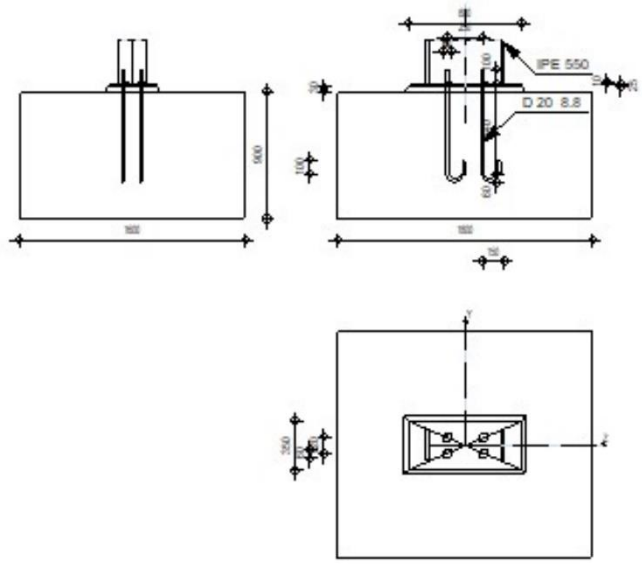
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 65
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 90
Barras de la estructura: 95

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 95
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -145,08 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 3,46 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -54,84 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 43,52	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 139,27	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 139,27	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 6,94	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 6,94	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = 0,70	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,86	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

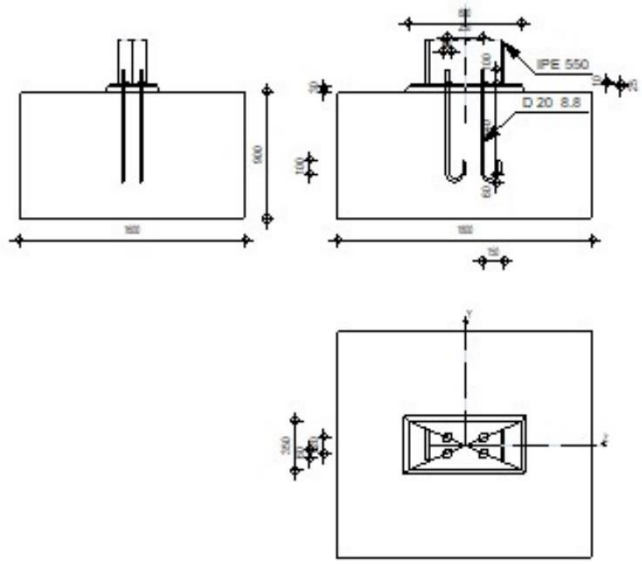
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 66
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 101
Barras de la estructura: 107

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 107
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -146,00 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -3,53 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -54,86 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 43,80	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,y},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 139,54	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

$V_{j,Rd,z} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,z},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 139,54	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 6,98	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 6,98	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0,72	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,87	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

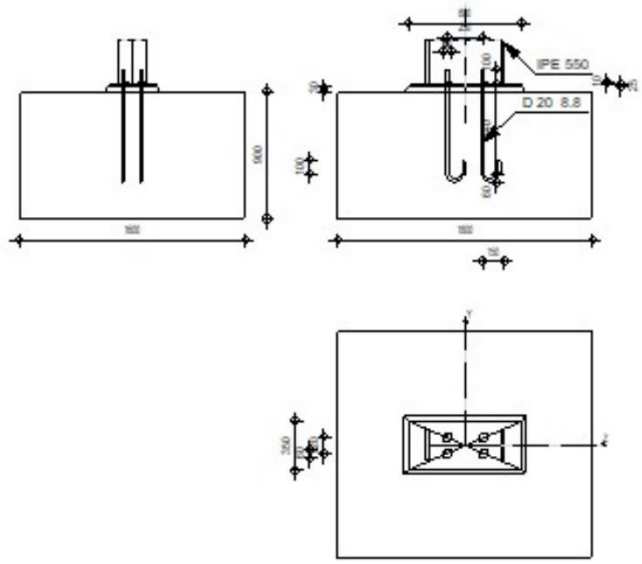
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,42**



GENERAL

Unión N.°: 67
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 112
Barras de la estructura: 119

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 119
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -141,24 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = 2,18 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -55,18 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,04 < 1,00 verificado (0,04)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66 [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64 [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 42,37 [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 138,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 138,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,40 < 1,00	verificado	(0,40)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ =	6,75	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	6,75	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,44	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-8,92	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,42

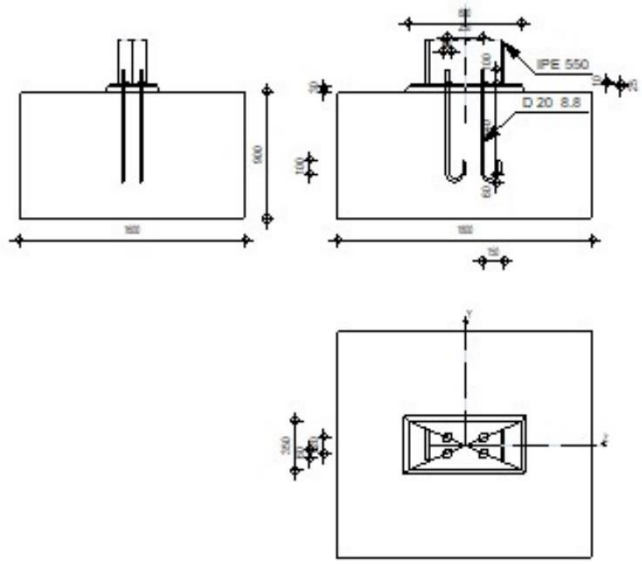
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,43**



GENERAL

Unión N.°: 68
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 123
Barras de la estructura: 131

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 131
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 39: ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -149,00 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -5,45 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -55,18 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 44,70	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 140,44	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 140,44	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,43 < 1,00	verificado	(0,43)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 7,12	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 7,12	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -1,11	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,92	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,43

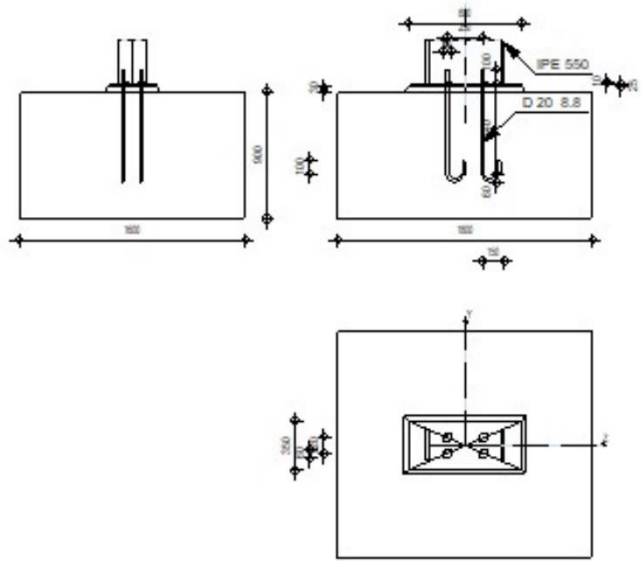
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,36**



GENERAL

Unión N.°: 69
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 134
Barras de la estructura: 143

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 143
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 34: ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -146,73 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -0,49 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -50,13 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,05 < 1,00 verificado (0,05)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 44,02	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,y},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 139,76	[kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado		(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,z},F_{2,vb,Rd},F_{v,Rd,sm},F_{v,Rd,cp},F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 139,76	[kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,36 < 1,00	verificado		(0,36)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,36 < 1,00	verificado		(0,36)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 7,01	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 7,01	[MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0,10	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -8,10	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado		(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado		(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	verificado		(0,05)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - APOYO EN HORMIGÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,36

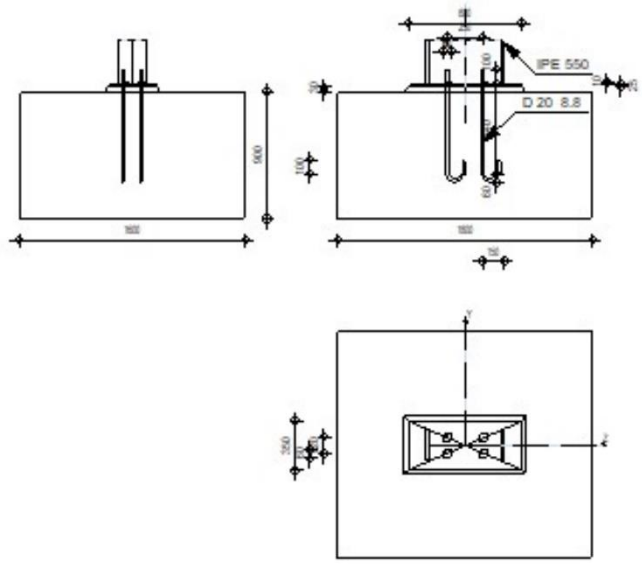
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna articulada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Relación **0,32**



GENERAL

Unión N.°: 70
Nombre de la unión: Pié de pilar articulado
Nudo de la estructura: 145
Barras de la estructura: 155

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 550
Barra N.°: 155
L_c = 7,50 [m] Longitud del pilar
Material: S 275

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

l_{pd} = 800 [mm] Longitud
b_{pd} = 350 [mm] Anchura
t_{pd} = 25 [mm] Espesor
Material: S 275
f_{ypd} = 275,00 [MPa] Resistencia
f_{upd} = 430,00 [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
Clase = 8.8 Clase de anclajes
f_{yb} = 640,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
f_{ub} = 800,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
n_V = 2 Número de columnas de tornillos

Clase = 8.8 Clase de anclajes
n_H = 2 Número de líneas de tornillos
e_H = 250 [mm] Separación horizontal
e_V = 120 [mm] Separación vertical

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial
γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial
γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

L = 1800 [mm] Longitud de la cimentación
B = 1600 [mm] Anchura de la cimentación
H = 900 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase C20/25
f_{ck} = 20,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena
$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

a_p = 6 [mm] Pletina principal del pié del pilar

CARGAS

Caso: 33: ELU22 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+11)*1.50
$N_{j,Ed}$ = -71,20 [kN] Esfuerzo axil
$V_{j,Ed,y}$ = -3,84 [kN] Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z}$ = -33,74 [kN] Esfuerzo cortante

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

c = 51 [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]
f_{jd} = 26,67 [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
$N_{j,Rd}$ = 3201,44 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,02 < 1,00 verificado (0,02)

CIZALLAMIENTO

APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z}$ = 430,00 [kN] Resistencla del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd}$ = 49,86 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm}$ = 23,94 [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp}$ = 351,66	[kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y}$ = 122,43	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z}$ = 113,64	[kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd}$ = 21,36	[kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 117,10	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 117,10	[kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,29 < 1,00	verificado	(0,29)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,32 < 1,00	verificado	(0,32)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_\perp$ = 3,40	[MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 3,40	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0,78	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = -5,45	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W = 0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLA DE ANCLAJE CONTRA EL CIZALLAMIENTO - CON EFECTO DE PALANCA

Unión conforme con la Norma Relación 0,32

5.6.2.3.- Cálculo de la unión Dintel-Dintel

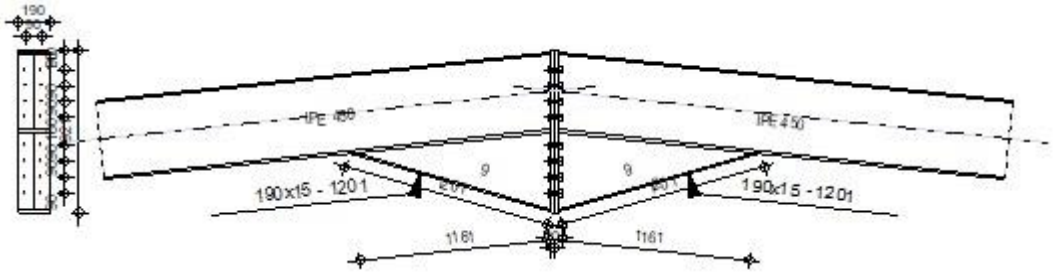
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,22**



GENERAL

Unión N.°: 2
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 81
Barras de la estructura: 84, 85

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 84
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 85
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos

d =	20	[mm]	Diámetro del tornillo
h_1 =	110	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope

Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina

Material: S 275
f_{ypr} = 275,00 [MPa] Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación

Material: S 235
f_{ybu} = 235,00 [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-147,12	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,39	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ =	1907,13	[kN]	Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,22 < 1,00	verificado	(0,22)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	67,72 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	65,44 < 404,71	verificado	(0,16)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	33,86 < 309,60	verificado	(0,11)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,22

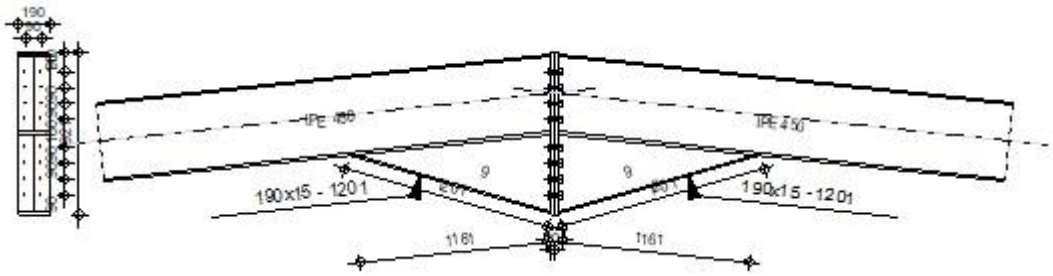
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,16**



GENERAL

Unión N.°: 17
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 10
Barras de la estructura: 9, 10

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 9
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 10
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-110,32	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,75	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-79,64	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1669,59 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	49,01 < 404,71	verificado	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	47,51 < 404,71	verificado	(0,12)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	24,50 < 309,60	verificado	(0,08)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,16

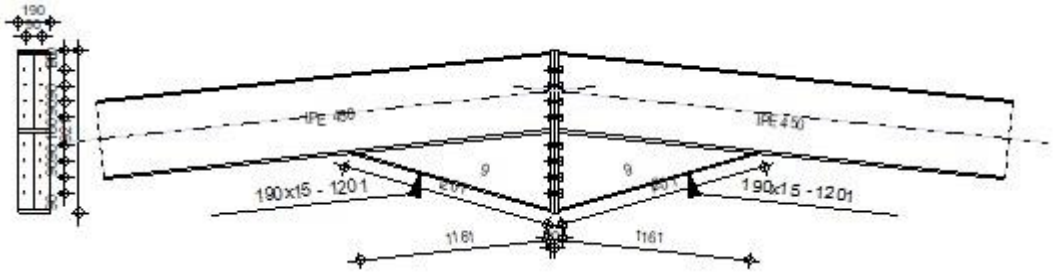
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,15**



GENERAL

Unión N.°: 18
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 15
Barras de la estructura: 14, 15

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 14
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 15
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ = -104,16 [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$N_{b1,Ed}$ = -77,40 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ =	1907,13	[kN]	Resistencia de la unión a la compresión	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,04 < 1,00		verificado	(0,04)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,15 < 1,00	verificado	(0,15)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	46,20 < 404,71	verificado	(0,11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	44,79 < 404,71	verificado	(0,11)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	23,10 < 309,60	verificado	(0,07)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,15

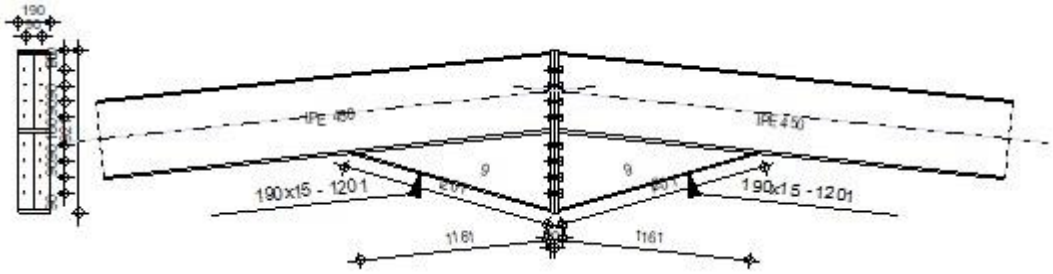
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 19
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 20
Barras de la estructura: 20, 21

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 20
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 21
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-154,90	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-37,21	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,52 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,34 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	68,94 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,67 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

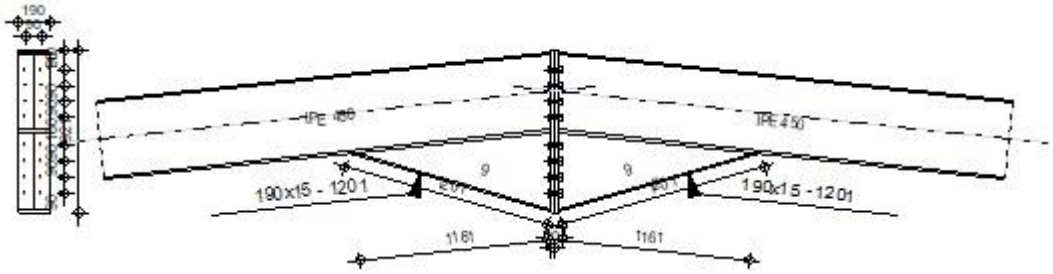
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 20
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 37
Barras de la estructura: 36, 37

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 36
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 37
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-155,28	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,79	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,00 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,53 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	69,12 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,77 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

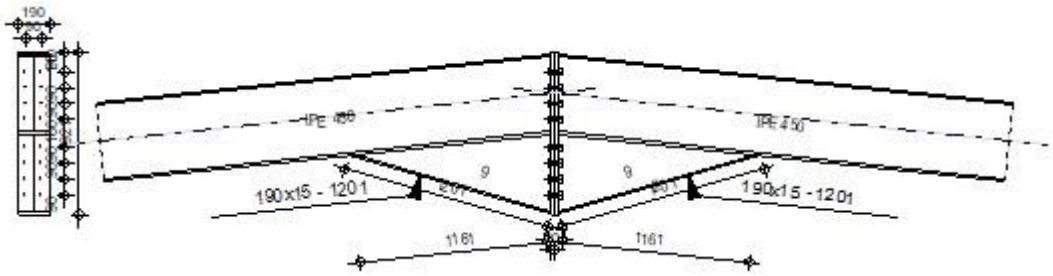
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 21
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 48
Barras de la estructura: 48, 49

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 48
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 49
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-155,19	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,87	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,49 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	69,08 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,74 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

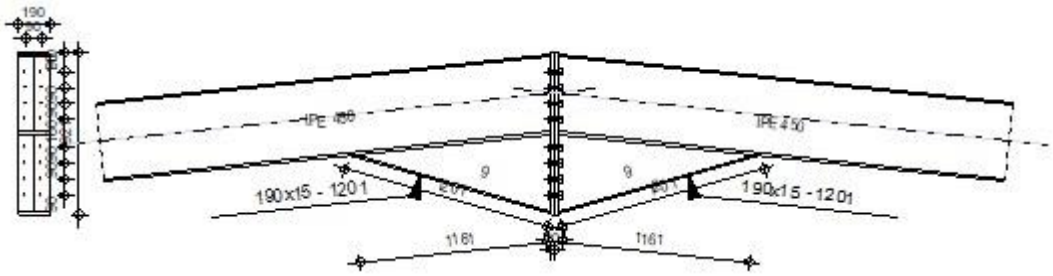
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 22
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 59
Barras de la estructura: 60, 61

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 60
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 61
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-155,17	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,89	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,14 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,48 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	69,07 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,74 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

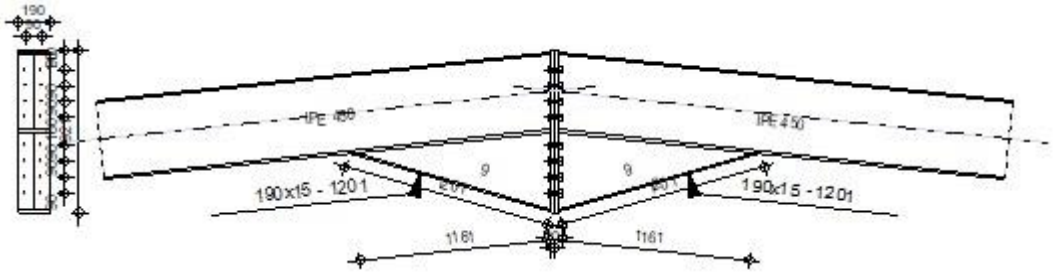
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,22**



GENERAL

Unión N.°: 23
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 70
Barras de la estructura: 72, 73

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 72
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 73
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ = -147,10 [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$N_{b1,Ed}$ = -36,41 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ =	1907,13	[kN]	Resistencia de la unión a la compresión	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00		verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,22 < 1,00	verificado	(0,22)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	67,71 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	65,43 < 404,71	verificado	(0,16)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	33,86 < 309,60	verificado	(0,11)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,22

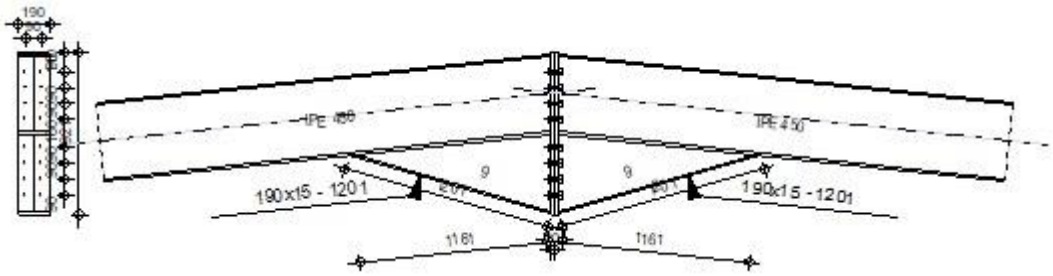
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 24
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 92
Barras de la estructura: 96, 97

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 96
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 97
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-155,19	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,87	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,12 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,49 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	69,08 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,74 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

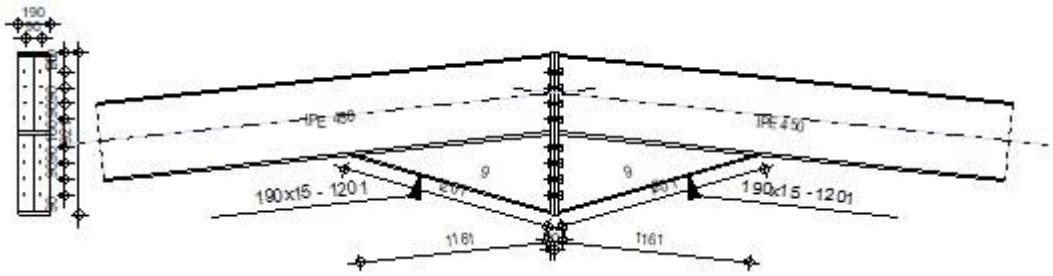
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 25
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 103
Barras de la estructura: 108, 109

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 108
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 109
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-155,20	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,87	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,11 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,49 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	69,08 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,75 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

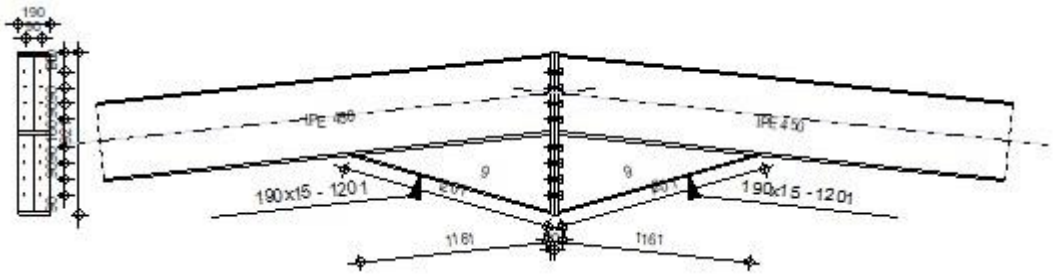
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 26
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 114
Barras de la estructura: 120, 121

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 120
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 121
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-155,22	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,84	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,08 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,50 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	69,09 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,75 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

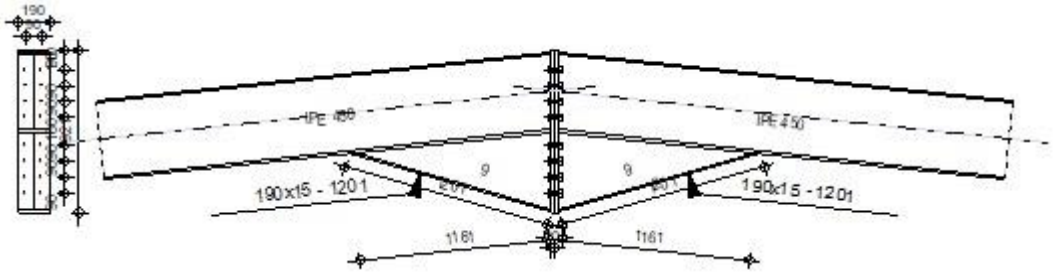
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 27
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 125
Barras de la estructura: 132, 133

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 132
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 133
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-155,11	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,78	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-36,97	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1611,23 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,45 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	69,04 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,72 < 309,60	verificado	(0,12)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

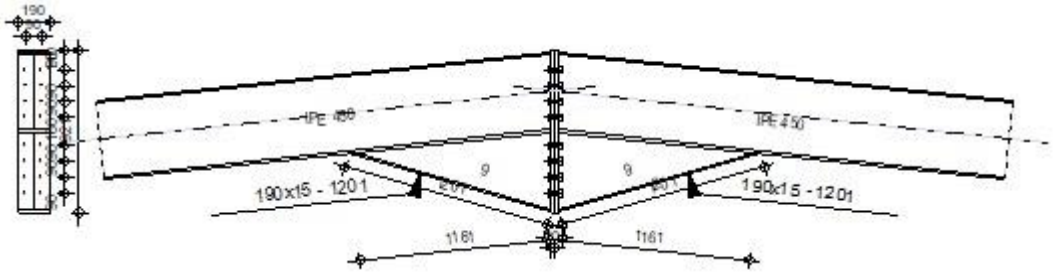
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,22**



GENERAL

Unión N.°: 28
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 136
Barras de la estructura: 144, 145

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 144
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 145
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ = -147,34 [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$N_{b1,Ed}$ = -36,13 [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ =	1907,13	[kN]	Resistencia de la unión a la compresión	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00		verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,22 < 1,00	verificado	(0,22)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	67,83 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	65,55 < 404,71	verificado	(0,16)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	33,92 < 309,60	verificado	(0,11)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,22

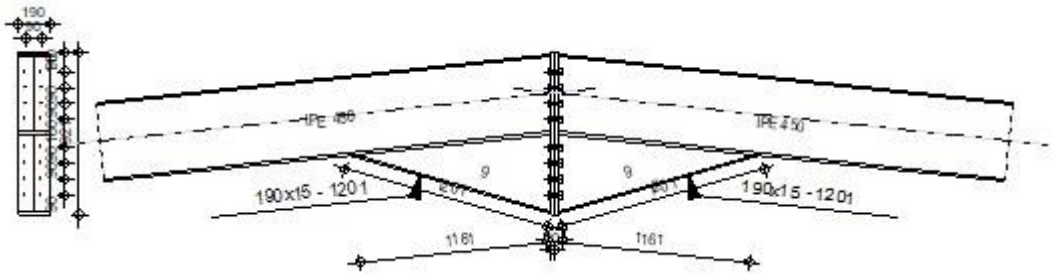
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo del empotramiento Viga - Viga

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación **0,23**



GENERAL

Unión N.°: 29
Nombre de la unión: De topo
Nudo de la estructura: 147
Barras de la estructura: 156, 157

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 156
α = -174,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 450
Barra N.°: 157
α = -6,0 [Deg] Ángulo de inclinación
Material: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.
d = 20 [mm] Diámetro del tornillo
Clase = 8.8 Clase del tornillo
F_{tRd} = 141,12 [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
n_h = 2 Número de columnas de tornillos
n_v = 8 Número de líneas de tornillos
h_1 = 110 [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal e_i = 90 [mm]
Separación vertical p_i = 90;90;90;160;90;90;90 [mm]

PLETINA

h_{pr} =	921	[mm]	Altura de la pletina
b_{pr} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{pr} =	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 275		
f_{ypr} =	275,00	[MPa]	Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w_{rd} =	190	[mm]	Anchura de la pletina
t_{frd} =	15	[mm]	Espesor del ala
h_{rd} =	450	[mm]	Altura de la pletina
t_{wrd} =	9	[mm]	Espesor del alma
l_{rd} =	2514	[mm]	Longitud de la pletina
α_d =	15,9	[Deg]	Ángulo de inclinación
Material:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a_w =	7	[mm]	Soldadura del alma
a_f =	11	[mm]	Soldadura del ala
a_{fd} =	5	[mm]	Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{M0} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coeficiente de seguredad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 12: ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-154,52	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed}$ =	-0,83	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga deracha
$N_{b1,Ed}$ =	-38,21	[kN]	Esfuerzo axil en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

$N_{cb,Rd}$ =	2717,57	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la compresión	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd}$ =	1478,88	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

$M_{b,pl,Rd}$ =	468,03	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	1007,17	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	1134,80	[kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	953,56	[kN]	Resistencia del ala de la viga	[6.2.6.2.(1)]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd}$ = 1907,13 [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	793	282,24	-	-	282,24	505,47	282,24	778,11
2	703	208,41	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
3	613	218,15	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
4	523	186,10	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
5	363	129,13	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
6	273	97,09	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
7	183	13,68	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11
8	93	-	-	-	282,24	496,38	282,24	778,11

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 676,88 [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,23 < 1,00	verificado	(0,23)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$V_{j,Rd}$ = 1612,27 [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verificado	(0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	71,13 < 404,71	verificado	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	68,74 < 404,71	verificado	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	35,57 < 309,60	verificado	(0,11)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$S_{j,ini}$ = 1787745,26 [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

S_j = 1787745,26 [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig}$ = 140948,27 [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2818,97 [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma Relación 0,23

5.7.- CÁLCULOS DE LA ESTRUCTURA

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 1 Columna_1 PUNTOS: 2 COORDENADA: x = 0.08 L = 0.60 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 27 ELU16 (1+2+3)*1.35+(7+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa


PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm2	Az=35.14 cm2	Ax=72.73 cm2
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm4	Iz=1043.45 cm4	Ix=36.20 cm4
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm3	Wplz=191.10 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 19.12 kN	My,Ed = 2.83 kN*m	Mz,Ed = 0.23 kN*m	Vy,Ed = -0.18 kN
Nc,Rd = 2000.05 kN	My,Ed,max = 8.04 kN*m	Mz,Ed,max = 1.17 kN*m	Vy,c,Rd = 775.46 kN
Nb,Rd = 330.61 kN	My,c,Rd = 280.29 kN*m	Mz,c,Rd = 52.55 kN*m	Vz,Ed = 4.28 kN
	MN,y,Rd = 280.29 kN*m	MN,z,Rd = 52.55 kN*m	Vz,c,Rd = 557.88 kN
	Mb,Rd = 151.56 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 235.56 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.54
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.09	fi,LT = 1.25	

PARAMETROS DE PANDEO:


respecto al eje y:


respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.58	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.28
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.90	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.17
Lamy = 50.15	kzy = 0.48	Lamz = 198.01	kzz = 0.80

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 50.15 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 198.01 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.10 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): No analizado



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.1 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 0.3 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 2 Poste_2 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.08 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm2	Az=35.14 cm2	Ax=72.73 cm2
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm4	Iz=1043.45 cm4	Ix=36.20 cm4
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm3	Wplz=191.10 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 39.98 kN	My,Ed = 2.57 kN*m	Mz,Ed = 0.16 kN*m	Vy,Ed = -0.12 kN
Nc,Rd = 2000.05 kN	My,Ed,max = 9.63 kN*m	Mz,Ed,max = 0.78 kN*m	Vy,c,Rd = 775.46 kN
Nb,Rd = 330.61 kN	My,c,Rd = 280.29 kN*m	Mz,c,Rd = 52.55 kN*m	Vz,Ed = 4.15 kN
	MN,y,Rd = 280.29 kN*m	MN,z,Rd = 52.55 kN*m	Vz,c,Rd = 557.88 kN
	Mb,Rd = 151.56 kN*m		

CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 235.56 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.54
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.09	fi,LT = 1.25	

PARAMETROS DE PANDEO:




respecto al eje y:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.58	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.28
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.90	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.17
Lamy = 50.15	kzy = 0.47	Lamz = 198.01	kzz = 0.82




respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 50.15 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 198.01 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.09 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.16 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):
vx = 0.1 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 0.3 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 3 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 33.57 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN
Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.25 m Lam_y = 0.64
Lcr,y = 6.25 m Xy = 0.87
Lamy = 55.68

respecto al eje z:

Lz = 6.25 m Lam_z = 2.38
Lcr,z = 6.25 m Xz = 0.15
Lamz = 206.75

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.17 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 9 PG V1

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 4 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=13.5 cm Ay=31.45 cm2 Az=22.14 cm2 Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm Iy=5789.78 cm4 Iz=419.87 cm4 Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm Wply=484.03 cm3 Wplz=96.95 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 33.57 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN
Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.25 m Lam_y = 0.64
Lcr,y = 6.25 m Xy = 0.87
Lamy = 55.68

respecto al eje z:

Lz = 6.25 m Lam_z = 2.38
Lcr,z = 6.25 m Xz = 0.15
Lamz = 206.75

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.17 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 1 PP
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 1 PP

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 5 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 15 ELU4 (1+2+3)*1.35+6*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=8.0 cm Ay=4.89 cm2 Az=4.89 cm2 Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm Iy=95.85 cm4 Iz=95.85 cm4 Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm Wply=28.33 cm3 Wplz=28.33 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.68 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 6 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 15 ELU4 (1+2+3)*1.35+6*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=8.0 cm Ay=4.89 cm2 Az=4.89 cm2 Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm Iy=95.85 cm4 Iz=95.85 cm4 Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm Wply=28.33 cm3 Wplz=28.33 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.68 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 7 Poste_7 **PUNTOS:** 3 **COORDENADA:** x = 0.64 L = 4.80 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 82.10 kN	My,Ed = -43.32 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -263.37 kN*m		Mz,Ed,max = 0.03 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -81.50 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 0.99

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.6.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.75 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.77 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.51 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):
vx = 0.1 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 0.5 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 8 Poste_8 **PUNTOS:** 3 **COORDENADA:** x = 0.64 L = 4.80 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 82.10 kN	My,Ed = 43.32 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 263.37 kN*m		Mz,Ed,max = 0.03 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 81.50 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58

Lcr,upp=7.50 m Lam_LT = 1.03 fi,LT = 1.17

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 7.50 m Lam_y = 0.42
Lcr,y = 7.50 m Xy = 0.95
Lamy = 36.72 kyy = 0.99

respecto al eje z:

Lz = 7.50 m Lam_z = 2.01
Lcr,z = 7.50 m Xz = 0.21
Lamz = 174.19 kyz = 0.99

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.75 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.77 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.51 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.1 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 0.3 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 9 Dintel_9 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=18.0 cm Ay=48.60 cm2 Az=66.48 cm2 Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm Iy=110988.72 cm4 Iz=1975.97 cm4 Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm Wply=3195.88 cm3 Wplz=232.99 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 87.10 kN	My,Ed = -263.37 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 770.10 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 66.05 kN
	MN,y,Rd = 878.43 kN*m	MN,z,Rd = 64.04 kN*m	Vz,T,Rd = 1054.15 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.03 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.86	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 14.31 m	Xy = 0.69	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 74.26	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.83

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 74.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.82 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.5 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 10 Dintel_10 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 87.10 kN	My,Ed = -263.37 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 770.10 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 66.05 kN
	MN,y,Rd = 878.43 kN*m	MN,z,Rd = 64.04 kN*m	Vz,T,Rd = 1054.15 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.03 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.86	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 14.31 m	Xy = 0.69	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 74.26	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.83

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 74.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.82 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.6 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 11 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2**

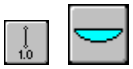
h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 8.67 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

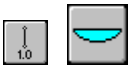
CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.19
Lamy = 191.67	

 respecto al eje z:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.19
Lamz = 191.67	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.17 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 12 Poste_12 **PUNTOS:** 5 **COORDENADA:** x = 0.61 L = 4.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 83.10 kN	My,Ed = -27.62 kN*m	Mz,Ed = 0.63 kN*m	Vy,Ed = -0.85 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -251.83 kN*m		Mz,Ed,max = 1.25 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -78.17 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.33

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.72 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.75 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.50 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 13 Poste_13 **PUNTOS:** 3 **COORDENADA:** x = 0.51 L = 3.80 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 122.64 kN	My,Ed = 12.09 kN*m	Mz,Ed = -0.13 kN*m	Vy,Ed = -0.92 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 266.88 kN*m		Mz,Ed,max = 1.30 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 77.22 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.00	Lamz = 174.19	kyz = 1.08

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.76 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.82 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.59 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):
vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 5.0 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 14 Dintel_14 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 68.43 kN	My,Ed = -256.79 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.56 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 52.21 kN
	MN,y,Rd = 878.60 kN*m	MN,z,Rd = 64.05 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.42 kN
	Mb,Rd = 286.53 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 492.11 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.33
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.34	fi,LT = 1.82	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.29 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.58 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 1.2 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 15 Dintel_15 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 84.81 kN	My,Ed = -251.83 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 63.76 kN
	MN,y,Rd = 878.45 kN*m	MN,z,Rd = 64.04 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.41 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.95	Lamz = 79.27	kyz = 1.02

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.29 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.78 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.78 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.51 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 1.1 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 16 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 9.01 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.18 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 17 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 7.95 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 2.21	Lz = 6.00 m	Lam_z = 2.21
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.19	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.19
Lamy = 191.67		Lamz = 191.67	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.16 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 18 Poste_18 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 96.73 kN	My,Ed = -37.05 kN*m	Mz,Ed = 0.04 kN*m	Vy,Ed = -0.04 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -275.81 kN*m		Mz,Ed,max = 0.19 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -37.05 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:		respecto al eje z:	
Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 19 Poste_19 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 131.52 kN	My,Ed = 42.98 kN*m	Mz,Ed = 0.06 kN*m	Vy,Ed = -0.06 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 288.92 kN*m		Mz,Ed,max = 0.28 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 42.91 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.01	Lamz = 174.19	kyz = 1.16

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES


Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*


Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50

vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado

Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 20 Dintel_20 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.30 kN	My,Ed = -288.92 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.05 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.47 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.02

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 64 ELS24 (6+10+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 21 Dintel_21 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 43.08 kN	My,Ed = -275.81 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.62 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.03

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 22 Arriostramiento_22 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 8.21 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.16 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 23 Viga_23 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=10.0 cm Ay=19.58 cm2 Az=14.00 cm2 Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm Iy=1943.17 cm4 Iz=142.37 cm4 Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm Wply=220.66 cm3 Wplz=44.61 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -10.04 kN My,Ed = 19.74 kN*m Mz,Ed = -0.01 kN*m Vy,Ed = -1.19 kN
Nt,Rd = 783.31 kN My,pl,Rd = 60.68 kN*m Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m Vy,T,Rd = 310.86 kN
My,c,Rd = 60.68 kN*m Mz,c,Rd = 12.27 kN*m Vz,Ed = -44.63 kN
MN,y,Rd = 60.68 kN*m MN,z,Rd = 12.27 kN*m Vz,T,Rd = 222.27 kN
Mb,Rd = 60.68 kN*m Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00 Mcr = 586.77 kN*m Curva,LT - b XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m Lam_LT = 0.32 fi,LT = 0.53 XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 24 Viga_24 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 152.56 kN	My,Ed = 11.48 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.08 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.48 kN*m	Mz,Ed,max = 0.10 kN*m	Vy,T,Rd = 256.66 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.90 kN
	MN,y,Rd = 51.31 kN*m	MN,z,Rd = 11.67 kN*m	Vz,T,Rd = 231.50 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: kyy = 1.00

respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.23 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 25 Viga_25 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -74.96 kN	My,Ed = -21.31 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.76 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 47.37 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.23 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.35 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.12 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.35 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 51 ELS11 6*0.60+(8+10)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 26 Viga_26 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 133.14 kN	My,Ed = 4.85 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.40 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 4.85 kN*m	Mz,Ed,max = 0.46 kN*m	Vy,T,Rd = 256.54 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 3.52 kN
	MN,y,Rd = 51.84 kN*m	MN,z,Rd = 11.79 kN*m	Vz,T,Rd = 231.41 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y: kyy = 1.00

 respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.31 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.31 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 41 ELS1 (1+2+3)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 27 Barra_27 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.79 kN	My,Ed = -0.18 kN*m	Mz,Ed = 1.69 kN*m	Vy,Ed = 0.46 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = 3.65 kN*m	Mz,Ed,max = 1.69 kN*m	Vy,T,Rd = 888.16 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.59 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.42 kN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.03 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.04 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 28 Viga_28 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -10.04 kN	My,Ed = 19.74 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 1.19 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.86 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.63 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 29 Viga_29 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 38 ELU27 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -6.41 kN	My,Ed = 13.68 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.72 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.72 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 30.65 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.21 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.05 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.23 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 10 PG V2



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 30 Barra_30 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 40 ELU29 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 143.24 kN	My,Ed = -8.52 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.28 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -8.52 kN*m	Mz,Ed,max = 0.32 kN*m	Vy,T,Rd = 256.69 kN
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -8.23 kN
	MN,y,Rd = 51.57 kN*m	MN,z,Rd = 11.73 kN*m	Vz,T,Rd = 231.52 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.98	Lamz = 54.28	kyz = 0.64



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.17 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.36 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.35 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 31 Barra_31 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 159.39 kN	My,Ed = -13.65 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.09 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.65 kN*m		Mz,Ed,max = 0.11 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.64 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.73 kN
	MN,y,Rd = 51.11 kN*m	MN,z,Rd = 11.62 kN*m	Vz,T,Rd = 231.48 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 32 Barra_32 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.79 kN	My,Ed = -0.18 kN*m	Mz,Ed = -1.69 kN*m	Vy,Ed = -0.46 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = 3.65 kN*m	Mz,Ed,max = -1.69 kN*m	Vy,T,Rd = 888.16 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.59 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.42 kN
			Tt,Ed = -0.01 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 0.42
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.95
Lamy = 36.26 kzy = 0.52

 respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.75
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.26
Lamz = 151.90 kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.03 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.04 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 33 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2**

h=8.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=8.0 cm Ay=4.89 cm2 Az=4.89 cm2 Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm Iy=95.85 cm4 Iz=95.85 cm4 Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm Wply=28.33 cm3 Wplz=28.33 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 5.44 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 2.21	Lz = 6.00 m	Lam_z = 2.21
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.19	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.19
Lamy = 191.67		Lamz = 191.67	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.11 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 34 Poste_34 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 97.56 kN	My,Ed = -37.34 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -276.04 kN*m		Mz,Ed,max = -0.12 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -37.34 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 62 ELS22 (6+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 35 Poste_35 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 136.89 kN	My,Ed = 43.23 kN*m	Mz,Ed = -0.03 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 289.15 kN*m		Mz,Ed,max = -0.21 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 43.15 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00 Mcr = 573.93 kN*m Curva,LT - b XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m Lam_LT = 1.03 fi,LT = 1.17

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 7.50 m Lam_y = 0.42 Lz = 7.50 m Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m Xy = 0.95 Lcr,z = 7.50 m Xz = 0.21
Lamy = 36.72 kyy = 1.02 Lamz = 174.19 kyz = 1.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.64 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 36 Dintel_36 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 45.80 kN	My,Ed = -289.15 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.10 kN
	MN,y,Rd = 878.75 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.47 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.88

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 64 ELS24 (6+10+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 37 Dintel_37 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.52 kN	My,Ed = -276.04 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.68 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.47 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.86

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50

uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 38 Arriostramiento_38 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2**

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 5.52 kN

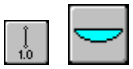
Nc,Rd = 268.98 kN

Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21

Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19

Lamy = 191.67

 respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21

Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19

Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.11 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 39 Viga_39 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.80 kN	My,Ed = 19.78 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.10 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.86 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -44.71 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 40 Viga_40 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200**

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 153.81 kN	My,Ed = 11.57 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.57 kN*m	Mz,Ed,max = 0.05 kN*m	Vy,T,Rd = 256.80 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 12.02 kN
	MN,y,Rd = 51.28 kN*m	MN,z,Rd = 11.66 kN*m	Vz,T,Rd = 231.59 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

  **PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y: kyy = 1.00

 respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 41 Barra_41 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.17 kN	My,Ed = -0.36 kN*m	Mz,Ed = 0.87 kN*m	Vy,Ed = -0.18 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -3.18 kN*m	Mz,Ed,max = 0.87 kN*m	Vy,T,Rd = 889.07 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.16 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.86 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 42 Viga_42 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200**

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.80 kN	My,Ed = 19.78 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.10 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.86 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.71 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 43 Barra_43 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 160.55 kN	My,Ed = -13.73 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.08 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.73 kN*m		Mz,Ed,max = 0.08 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.75 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.84 kN
	MN,y,Rd = 51.08 kN*m	MN,z,Rd = 11.61 kN*m	Vz,T,Rd = 231.56 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 44 Barra_44 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4

tf=1.4 cm Wply=1307.26 cm3 Wplz=229.01 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.17 kN	My,Ed = -0.36 kN*m	Mz,Ed = -0.87 kN*m	Vy,Ed = 0.18 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -3.18 kN*m	Mz,Ed,max = -0.87 kN*m	Vy,T,Rd = 889.07 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.16 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.86 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 45 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2
h=8.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.03 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 46 Poste_46 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 96.99 kN	My,Ed = -37.23 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -276.00 kN*m		Mz,Ed,max = 0.10 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -37.23 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN

Mb,Rd = 350.59 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00 Mcr = 573.93 kN*m Curva,LT - b XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m Lam_LT = 1.03 fi,LT = 1.17

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 7.50 m Lam_y = 0.42
Lcr,y = 7.50 m Xy = 0.95
Lamy = 36.72 kyy = 0.99

respecto al eje z:

Lz = 7.50 m Lam_z = 2.01
Lcr,z = 7.50 m Xz = 0.21
Lamz = 174.19 kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 47 Poste_47 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 132.88 kN	My,Ed = 43.13 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = -0.03 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 289.06 kN*m		Mz,Ed,max = 0.16 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 43.06 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.02	Lamz = 174.19	kyz = 1.16

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 48 Dintel_48 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.38 kN	My,Ed = -289.06 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.08 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.76

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 54 ELS14 6*0.60+(8+10+11)*1.00

uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 49 Dintel_49 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400**

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.79 kN	My,Ed = -276.00 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.67 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

  **PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

  respecto al eje y:

  respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 50 Arriostramiento_50 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

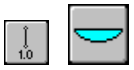
h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.08 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

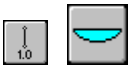
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67

 respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 51 Viga_51 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200**

h=20.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=10.0 cm Ay=19.58 cm2 Az=14.00 cm2 Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm Iy=1943.17 cm4 Iz=142.37 cm4 Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm Wply=220.66 cm3 Wplz=44.61 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.67 kN My,Ed = 19.80 kN*m Mz,Ed = -0.00 kN*m Vy,Ed = -0.08 kN
Nt,Rd = 783.31 kN My,pl,Rd = 60.68 kN*m Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m Vy,T,Rd = 310.85 kN
My,c,Rd = 60.68 kN*m Mz,c,Rd = 12.27 kN*m Vz,Ed = -44.77 kN
MN,y,Rd = 60.68 kN*m MN,z,Rd = 12.27 kN*m Vz,T,Rd = 222.27 kN
Mb,Rd = 60.68 kN*m Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

  **PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 1.00 Mcr = 586.77 kN*m Curva,LT - b XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m Lam_LT = 0.32 fi,LT = 0.53 XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 52 Viga_52 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200**

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 153.07 kN	My,Ed = 11.53 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.10 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.53 kN*m	Mz,Ed,max = -0.10 kN*m	Vy,T,Rd = 256.73 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.96 kN
	MN,y,Rd = 51.30 kN*m	MN,z,Rd = 11.66 kN*m	Vz,T,Rd = 231.54 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

  **PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: kyy = 1.00

respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 53 Barra_53 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 32 ELU21 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.33 kN	My,Ed = -3.09 kN*m	Mz,Ed = -0.26 kN*m	Vy,Ed = 0.04 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -3.09 kN*m	Mz,Ed,max = -0.26 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.72 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95
Lamy = 36.26	kzy = 0.52

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 54 Viga_54 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.67 kN	My,Ed = 19.80 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.08 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.85 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.77 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 55 Barra_55 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

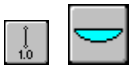
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 159.84 kN	My,Ed = -13.69 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.08 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.69 kN*m		Mz,Ed,max = -0.08 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.78 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.78 kN
	MN,y,Rd = 51.10 kN*m	MN,z,Rd = 11.62 kN*m	Vz,T,Rd = 231.57 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

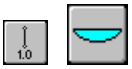


PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 56 Barra_56 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

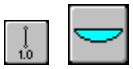
N,Ed = 3.65 kN	My,Ed = -3.07 kN*m	Mz,Ed = 0.30 kN*m	Vy,Ed = -0.05 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -3.07 kN*m	Mz,Ed,max = 0.30 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.72 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1

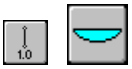


PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 57 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

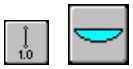
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.40 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

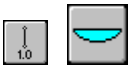


PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:


respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67


respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 58 Poste_58 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 96.48 kN	My,Ed = -37.23 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -275.98 kN*m		Mz,Ed,max = -0.11 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -37.23 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 62 ELS22 (6+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 59 Poste_59 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 134.20 kN	My,Ed = 43.14 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 289.08 kN*m		Mz,Ed,max = -0.15 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 43.06 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.02	Lamz = 174.19	kyz = 1.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado

Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 60 Dintel_60 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.40 kN	My,Ed = -289.08 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.09 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:




respecto al eje y:




respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.89

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 54 ELS14 6*0.60+(8+10+11)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 61 Dintel_61 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.82 kN	My,Ed = -275.98 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.67 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.88

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 62 Arriostramiento_62 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.43 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 63 Viga_63 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.75 kN	My,Ed = 19.78 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.24 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.85 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -44.72 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN

Mb,Rd = 60.68 kN*m Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00 Mcr = 586.77 kN*m Curva,LT - b XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m Lam_LT = 0.32 fi,LT = 0.53 XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 64 Viga_64 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=7.5 cm Ay=18.93 cm2 Az=17.07 cm2 Ax=32.02 cm2

tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 153.21 kN	My,Ed = 11.54 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.54 kN*m	Mz,Ed,max = 0.05 kN*m	Vy,T,Rd = 256.83 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.98 kN
	MN,y,Rd = 51.29 kN*m	MN,z,Rd = 11.66 kN*m	Vz,T,Rd = 231.61 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:	respecto al eje z:
kyy = 1.00	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 65 Barra_65 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

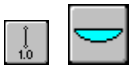
N,Ed = 3.37 kN	My,Ed = -2.58 kN*m	Mz,Ed = 0.18 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.58 kN*m	Mz,Ed,max = 0.18 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.64 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 66 Viga_66 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.75 kN	My,Ed = 19.78 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.24 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.85 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.72 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 67 Barra_67 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

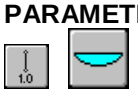
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 159.97 kN	My,Ed = -13.70 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.07 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.70 kN*m		Mz,Ed,max = 0.07 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.78 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.80 kN
	MN,y,Rd = 51.09 kN*m	MN,z,Rd = 11.62 kN*m	Vz,T,Rd = 231.58 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:


respecto al eje y:


respecto al eje z:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 68 Barra_68 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.66 kN	My,Ed = -2.56 kN*m	Mz,Ed = -0.19 kN*m	Vy,Ed = -0.03 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.56 kN*m	Mz,Ed,max = -0.19 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.63 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00

(6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 69 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 0.20 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.00 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 70 Poste_70 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 94.40 kN	My,Ed = -35.60 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -263.62 kN*m		Mz,Ed,max = 0.03 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -35.60 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.42

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.75 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.77 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.52 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 71 Poste_71 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 132.07 kN	My,Ed = 41.50 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 276.72 kN*m		Mz,Ed,max = 0.04 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 41.43 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.01	Lamz = 174.19	kyz = 1.13

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):
vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 72 Dintel_72 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.89 kN	My,Ed = -276.72 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.61 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 59.57 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.47 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.03

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.85 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 41 ELS1 (1+2+3)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 73 Dintel_73 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.92 kN	My,Ed = -263.62 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 68.15 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.46 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.03

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.80 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.52 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 74 Arriostramiento_74 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 27 ELU16 (1+2+3)*1.35+(7+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -1.07 kN
Nt,Rd = 268.98 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 75 Viga_75 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4

tf=0.9 cm Wply=220.66 cm3 Wplz=44.61 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -76.86 kN	My,Ed = -19.94 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.22 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.81 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.19 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.25 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 76 Viga_76 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 151.42 kN	My,Ed = 10.95 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 10.95 kN*m	Mz,Ed,max = -0.00 kN*m	Vy,T,Rd = 256.86 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.22 kN
	MN,y,Rd = 51.35 kN*m	MN,z,Rd = 11.68 kN*m	Vz,T,Rd = 231.63 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y: kyy = 1.00

 respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.21 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.22 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.42 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.42 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 77 Barra_77 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.65 kN	My,Ed = -2.67 kN*m	Mz,Ed = -0.06 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.67 kN*m	Mz,Ed,max = -0.06 kN*m	Vy,T,Rd = 889.07 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.64 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.86 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 78 Viga_78 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.40 kN	My,Ed = 18.90 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.87 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 42.73 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.28 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.31 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 79 Barra_79 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 158.17 kN	My,Ed = -13.12 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.12 kN*m		Mz,Ed,max = -0.00 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.87 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.04 kN
	MN,y,Rd = 51.15 kN*m	MN,z,Rd = 11.63 kN*m	Vz,T,Rd = 231.63 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.98	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.39 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 80 Barra_80 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

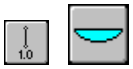
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.02 kN	My,Ed = -2.67 kN*m	Mz,Ed = 0.06 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.67 kN*m	Mz,Ed,max = 0.06 kN*m	Vy,T,Rd = 889.07 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.64 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.86 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 81 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 0.30 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 82 Poste_82 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 94.42 kN	My,Ed = -35.61 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -263.63 kN*m		Mz,Ed,max = 0.14 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -35.61 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.42

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.75 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.78 < 1.00

(6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00
(6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 83 Poste_83 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 132.09 kN	My,Ed = 41.53 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = -0.03 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 276.86 kN*m		Mz,Ed,max = 0.15 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 41.45 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:		respecto al eje z:	
Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01

Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.01	Lamz = 174.19	kyz = 1.13

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.85 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 84 Dintel_84 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.88 kN	My,Ed = -276.86 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 59.58 kN

MN,y,Rd = 878.74 kN*m MN,z,Rd = 64.06 kN*m Vz,T,Rd = 1055.48 kN
Mb,Rd = 321.13 kN*m Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00 Mcr = 583.41 kN*m Curva,LT - d XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m Lam_LT = 1.23 fi,LT = 1.64

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m Lam_y = 0.82 Lz = 12.57 m Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m Xy = 0.71 Lcr,z = 3.14 m Xz = 0.59
Lamy = 70.97 kyy = 0.96 Lamz = 79.27 kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.85 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 85 Dintel_85 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.90 kN	My,Ed = -263.63 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 68.15 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.03

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.80 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.52 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 86 Arriostramiento_86 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 30 ELU19 (1+2+3)*1.35+(7+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -1.06 kN
Nt,Rd = 268.98 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 87 Viga_87 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -76.87 kN	My,Ed = -19.96 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.14 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.83 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.23 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.26 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 88 Viga_88 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L =

1.17 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 151.39 kN	My,Ed = 10.95 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 10.95 kN*m	Mz,Ed,max = -0.00 kN*m	Vy,T,Rd = 256.87 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.21 kN
	MN,y,Rd = 51.35 kN*m	MN,z,Rd = 11.68 kN*m	Vz,T,Rd = 231.63 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y: kyy = 1.00



respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.21 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.22 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.42 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.42 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 60 ELS20 (6+9)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 89 Barra_89 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.68 kN	My,Ed = -2.67 kN*m	Mz,Ed = -0.08 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.70 kN*m	Mz,Ed,max = -0.08 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.63 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 90 Viga_90 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.38 kN	My,Ed = 18.90 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.13 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.84 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 42.74 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.26 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.31 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 91 Barra_91 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200**

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 158.18 kN	My,Ed = -13.12 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.12 kN*m		Mz,Ed,max = -0.01 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.86 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.04 kN
	MN,y,Rd = 51.15 kN*m	MN,z,Rd = 11.63 kN*m	Vz,T,Rd = 231.63 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.98	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.39 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 92 Barra_92 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.06 kN	My,Ed = -2.66 kN*m	Mz,Ed = 0.08 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.69 kN*m	Mz,Ed,max = 0.08 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.63 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 93 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 0.34 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 94 Poste_94 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 97.02 kN	My,Ed = -37.24 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -275.99 kN*m		Mz,Ed,max = 0.10 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -37.24 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):
vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 60 ELS20 (6+9)*1.00+8*0.50
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 95 Poste_95 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 132.71 kN	My,Ed = 43.16 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 289.26 kN*m		Mz,Ed,max = 0.12 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 43.09 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.02	Lamz = 174.19	kyz = 1.16

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):*** *No analizado*

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):***

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 96 Dintel_96 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400**

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.65 kN	My,Ed = -289.26 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN

Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.10 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:		respecto al eje z:	
Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 51 ELS11 6*0.60+(8+10)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 97 Dintel_97 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.82 kN	My,Ed = -275.99 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.67 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.03

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 98 Arriostramiento_98 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 30 ELU19 (1+2+3)*1.35+(7+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -1.15 kN
Nt,Rd = 268.98 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 99 Viga_99 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.72 kN	My,Ed = 19.79 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.27 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.85 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -44.75 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 100 Viga_100 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 153.13 kN	My,Ed = 11.53 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.08 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.53 kN*m	Mz,Ed,max = -0.08 kN*m	Vy,T,Rd = 256.77 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.95 kN
	MN,y,Rd = 51.30 kN*m	MN,z,Rd = 11.66 kN*m	Vz,T,Rd = 231.57 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

kyy = 1.00



respecto al eje z:

kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 101 Barra_101 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.80 kN	My,Ed = -2.56 kN*m	Mz,Ed = 0.16 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.70 kN*m	Mz,Ed,max = 0.16 kN*m	Vy,T,Rd = 889.07 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.61 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.86 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00

(6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 102 Viga_102 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.72 kN	My,Ed = 19.79 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.27 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.85 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.75 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 103 Barra_103 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 159.93 kN	My,Ed = -13.70 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.05 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.70 kN*m		Mz,Ed,max = -0.05 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.83 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.79 kN
	MN,y,Rd = 51.09 kN*m	MN,z,Rd = 11.62 kN*m	Vz,T,Rd = 231.61 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 104 Barra_104 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.19 kN	My,Ed = -2.62 kN*m	Mz,Ed = -0.16 kN*m	Vy,Ed = -0.05 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.68 kN*m	Mz,Ed,max = -0.16 kN*m	Vy,T,Rd = 889.07 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.62 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.86 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 105 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 18 ELU7 (1+2+3)*1.35+9*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.59 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 106 Poste_106 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 96.50 kN	My,Ed = -37.25 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -276.00 kN*m		Mz,Ed,max = -0.11 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -37.25 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):
vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
vy = 5.2 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 107 Poste_107 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 134.04 kN	My,Ed = 43.18 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 289.27 kN*m		Mz,Ed,max = -0.13 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 43.11 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.02	Lamz = 174.19	kyz = 1.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 4.9 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 108 Dintel_108 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.57 kN	My,Ed = -289.27 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.10 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.91

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 54 ELS14 6*0.60+(8+10+11)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 109 Dintel_109 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.80 kN	My,Ed = -276.00 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.67 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.89

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 110 Arriostramiento_110 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 19 ELU8 (1+2+3)*1.35+10*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.59 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 111 Viga_111 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.71 kN	My,Ed = 19.79 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.50 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.85 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -44.73 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 112 Viga_112 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 153.22 kN	My,Ed = 11.54 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.06 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.54 kN*m	Mz,Ed,max = 0.06 kN*m	Vy,T,Rd = 256.79 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.97 kN
	MN,y,Rd = 51.29 kN*m	MN,z,Rd = 11.66 kN*m	Vz,T,Rd = 231.58 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:


respecto al eje y:
kyy = 1.00


respecto al eje z:
kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00
 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 113 Barra_113 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.09 kN	My,Ed = -2.62 kN*m	Mz,Ed = 0.15 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.62 kN*m	Mz,Ed,max = 0.15 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.64 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 114 Viga_114 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.71 kN	My,Ed = 19.79 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.50 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.85 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.73 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 115 Barra_115 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

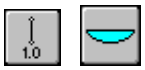
h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

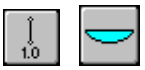
N,Ed = 159.98 kN	My,Ed = -13.71 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.09 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.71 kN*m		Mz,Ed,max = 0.10 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.71 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.81 kN
	MN,y,Rd = 51.09 kN*m	MN,z,Rd = 11.62 kN*m	Vz,T,Rd = 231.53 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 116 Barra_116 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.09 kN	My,Ed = -2.62 kN*m	Mz,Ed = -0.15 kN*m	Vy,Ed = -0.03 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.62 kN*m	Mz,Ed,max = -0.15 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.64 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 0.42
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.95
Lamy = 36.26 kzy = 0.52

 respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.75
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.26
Lamz = 151.90 kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 117 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 11 PG H

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2**

h=8.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=8.0 cm Ay=4.89 cm2 Az=4.89 cm2 Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm Iy=95.85 cm4 Iz=95.85 cm4 Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm Wply=28.33 cm3 Wplz=28.33 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 0.41 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21

Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19

Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21

Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19

Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 118 Poste_118 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=20.0 cm Ay=72.07 cm2 Az=59.87 cm2 Ax=115.52 cm2

tw=1.0 cm Iy=48198.50 cm4 Iz=2141.69 cm4 Ix=89.00 cm4

tf=1.6 cm Wply=2194.26 cm3 Wplz=335.89 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 96.93 kN My,Ed = -37.26 kN*m Mz,Ed = 0.02 kN*m Vy,Ed = -0.02 kN

Nc,Rd = 3176.86 kN My,Ed,max = -276.01 kN*m Mz,Ed,max = 0.10 kN*m

Vy,c,Rd = 1144.26 kN

Nb,Rd = 661.64 kN My,c,Rd = 603.42 kN*m Mz,c,Rd = 92.37 kN*m Vz,Ed = -37.26 kN

MN,y,Rd = 603.42 kN*m MN,z,Rd = 92.37 kN*m Vz,c,Rd = 950.63 kN

Mb,Rd = 350.59 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

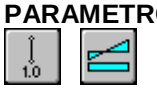


PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00 Mcr = 573.93 kN*m Curva,LT - b XLT = 0.58

Lcr,low=7.50 m Lam_LT = 1.03 fi,LT = 1.17

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 60 ELS20 (6+9)*1.00+8*0.50
vy = 5.3 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 119 Poste_119 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 131.11 kN	My,Ed = 43.30 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 290.18 kN*m		Mz,Ed,max = 0.10 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		

Nb,Rd = 661.64 kN My,c,Rd = 603.42 kN*m Mz,c,Rd = 92.37 kN*m Vz,Ed = 43.22 kN
MN,y,Rd = 603.42 kN*m MN,z,Rd = 92.37 kN*m Vz,c,Rd = 950.63 kN
Mb,Rd = 350.59 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00 Mcr = 573.93 kN*m Curva,LT - b XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m Lam_LT = 1.03 fi,LT = 1.17

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 7.50 m Lam_y = 0.42 Lz = 7.50 m Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m Xy = 0.95 Lcr,z = 7.50 m Xz = 0.21
Lamy = 36.72 kyy = 1.01 Lamz = 174.19 kyz = 1.16

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.0 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 120 Dintel_120 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 47.05 kN	My,Ed = -290.18 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.18 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.94

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 67 ELS27 (7+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 121 Dintel_121 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

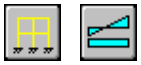
N,Ed = 42.79 kN	My,Ed = -276.01 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.67 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.47 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.98

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00

uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 122 Arriostramiento_122 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 30 ELU19 (1+2+3)*1.35+(7+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2**

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -2.65 kN

Nt,Rd = 268.98 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 123 Viga_123 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.68 kN	My,Ed = 19.80 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.34 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.84 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -44.76 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 124 Viga_124 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 153.11 kN	My,Ed = 11.52 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.07 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.52 kN*m	Mz,Ed,max = -0.08 kN*m	Vy,T,Rd = 256.78 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.94 kN
	MN,y,Rd = 51.30 kN*m	MN,z,Rd = 11.66 kN*m	Vz,T,Rd = 231.57 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: kyy = 1.00

respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.23 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 125 Barra_125 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.67 kN	My,Ed = -2.69 kN*m	Mz,Ed = -0.18 kN*m	Vy,Ed = 0.04 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.69 kN*m	Mz,Ed,max = -0.18 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.64 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26

Lamy = 36.26 kzy = 0.52 Lamz = 151.90 kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 126 Viga_126 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.68 kN	My,Ed = 19.80 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.34 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.84 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.76 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 127 Barra_127 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 159.95 kN	My,Ed = -13.72 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.72 kN*m		Mz,Ed,max = -0.02 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.85 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.81 kN
	MN,y,Rd = 51.09 kN*m	MN,z,Rd = 11.62 kN*m	Vz,T,Rd = 231.62 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:		respecto al eje z:	
Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.40 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 128 Barra_128 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.95 kN	My,Ed = -2.55 kN*m	Mz,Ed = 0.44 kN*m	Vy,Ed = -0.13 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.67 kN*m	Mz,Ed,max = 0.44 kN*m	Vy,T,Rd = 889.04 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.61 kN

MN,y,Rd = 359.50 kN*m MN,z,Rd = 62.98 kN*m Vz,T,Rd = 677.85 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.01

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 129 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.53 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 130 Poste_130 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=20.0 cm Ay=72.07 cm2 Az=59.87 cm2 Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm Iy=48198.50 cm4 Iz=2141.69 cm4 Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm Wply=2194.26 cm3 Wplz=335.89 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 96.56 kN My,Ed = -37.19 kN*m Mz,Ed = -0.01 kN*m Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN My,Ed,max = -275.93 kN*m Mz,Ed,max = -0.10 kN*m
Vy,c,Rd = 1144.26 kN
Nb,Rd = 661.64 kN My,c,Rd = 603.42 kN*m Mz,c,Rd = 92.37 kN*m Vz,Ed = -37.19 kN
MN,y,Rd = 603.42 kN*m MN,z,Rd = 92.37 kN*m Vz,c,Rd = 950.63 kN
Mb,Rd = 350.59 kN*m

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00 Mcr = 573.93 kN*m Curva,LT - b XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m Lam_LT = 1.03 fi,LT = 1.17

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 7.50 m Lam_y = 0.42
Lcr,y = 7.50 m Xy = 0.95
Lamy = 36.72 kyy = 0.99

 respecto al eje z:

Lz = 7.50 m Lam_z = 2.01
Lcr,z = 7.50 m Xz = 0.21
Lamz = 174.19 kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):*** *No analizado*

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):***

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 5.3 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 131 Poste_131 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500**

h=50.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=20.0 cm Ay=72.07 cm2 Az=59.87 cm2 Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm Iy=48198.50 cm4 Iz=2141.69 cm4 Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm Wply=2194.26 cm3 Wplz=335.89 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 134.91 kN	My,Ed = 43.26 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 290.04 kN*m		Mz,Ed,max = -0.06 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 43.19 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:		respecto al eje z:	
Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.02	Lamz = 174.19	kyz = 1.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 5.0 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 132 Dintel_132 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.96 kN	My,Ed = -290.04 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.62 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 62.16 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.47 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.93

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 133 Dintel_133 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

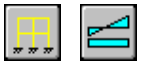
N,Ed = 42.98 kN	My,Ed = -275.93 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.63 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.66 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.48 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.90

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 134 Arriostramiento_134 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 19 ELU8 (1+2+3)*1.35+10*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.52 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 135 Viga_135 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.86 kN	My,Ed = 19.77 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.39 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.86 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -44.69 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 136 Viga_136 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 153.34 kN	My,Ed = 11.52 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.52 kN*m	Mz,Ed,max = 0.06 kN*m	Vy,T,Rd = 256.80 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.94 kN
	MN,y,Rd = 51.29 kN*m	MN,z,Rd = 11.66 kN*m	Vz,T,Rd = 231.59 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:
kyy = 1.00



respecto al eje z:
kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.23 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 137 Barra_137 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 5.04 kN	My,Ed = -2.51 kN*m	Mz,Ed = 0.37 kN*m	Vy,Ed = 0.09 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.66 kN*m	Mz,Ed,max = 0.37 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.61 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.01

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 138 Viga_138 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -9.86 kN	My,Ed = 19.77 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.39 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.86 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.69 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.27 kN

Mb,Rd = 60.68 kN*m Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00 Mcr = 586.77 kN*m Curva,LT - b XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m Lam_LT = 0.32 fi,LT = 0.53 XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 139 Barra_139 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=7.5 cm Ay=18.93 cm2 Az=17.07 cm2 Ax=32.02 cm2

tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 159.92 kN	My,Ed = -13.72 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.07 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -13.72 kN*m		Mz,Ed,max = 0.07 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.77 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -14.83 kN
	MN,y,Rd = 51.10 kN*m	MN,z,Rd = 11.62 kN*m	Vz,T,Rd = 231.57 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.97	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 140 Barra_140 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

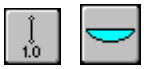
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 6.00 kN	My,Ed = -2.96 kN*m	Mz,Ed = -0.69 kN*m	Vy,Ed = -0.16 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -2.96 kN*m	Mz,Ed,max = -0.69 kN*m	Vy,T,Rd = 889.08 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 2.67 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.87 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.01

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.02 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.03 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 141 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 20 ELU9 (1+2+3)*1.35+11*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

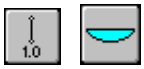
N,Ed = 1.43 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 142 Poste_142 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 94.55 kN	My,Ed = -35.74 kN*m	Mz,Ed = 0.06 kN*m	Vy,Ed = -0.06 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -263.80 kN*m		Mz,Ed,max = 0.35 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -35.74 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:		respecto al eje z:	
Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.42

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.75 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.78 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 4.4 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 143 Poste_143 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 133.00 kN	My,Ed = 39.90 kN*m	Mz,Ed = -0.23 kN*m	Vy,Ed = 0.23 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 265.58 kN*m		Mz,Ed,max = -1.34 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 39.83 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 1.01	Lamz = 174.19	kyz = 1.10

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.76 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.83 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.60 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):
vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 4.1 cm > vy max = L/250.00 = 3.0 cm No verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 144 Dintel_144 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 46.50 kN	My,Ed = -265.58 kN*m	Mz,Ed = -0.09 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 771.50 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 58.70 kN
	MN,y,Rd = 878.74 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.37 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 0.98

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

My,Ed/Mb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.52 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.0 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 145 Dintel_145 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 42.53 kN	My,Ed = -263.80 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 68.19 kN
	MN,y,Rd = 878.76 kN*m	MN,z,Rd = 64.07 kN*m	Vz,T,Rd = 1055.47 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59

respecto al eje z:

Lamy = 70.97 kyy = 0.96 Lamz = 79.27 kyz = 1.03

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.80 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.52 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 1.2 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 53 ELS13 6*0.60+(8+9+11)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 146 Arriostramiento_146 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -7.01 kN
Nt,Rd = 268.98 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 147 Viga_147 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -8.99 kN	My,Ed = 18.96 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.34 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.77 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -42.87 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.23 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.31 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 148 Viga_148 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 151.10 kN	My,Ed = 11.13 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = -0.09 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.13 kN*m	Mz,Ed,max = -0.07 kN*m	Vy,T,Rd = 256.73 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 11.47 kN
	MN,y,Rd = 51.35 kN*m	MN,z,Rd = 11.68 kN*m	Vz,T,Rd = 231.54 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: kyy = 1.00

respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.23 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.43 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.43 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 149 Barra_149 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -5.34 kN	My,Ed = 3.78 kN*m	Mz,Ed = -4.11 kN*m	Vy,Ed = -0.65 kN

Nt,Rd = 2322.75 kN	My,pl,Rd = 359.50 kN*m	Mz,pl,Rd = 62.98 kN*m	Vy,T,Rd = 888.39 kN
	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 1.64 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.53 kN
			Tt,Ed = -0.01 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 150 Viga_150 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -8.99 kN	My,Ed = 18.96 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.34 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.77 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 42.87 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.23 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.31 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 151 Barra_151 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 157.76 kN	My,Ed = -12.87 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.06 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -12.87 kN*m		Mz,Ed,max = 0.04 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.75 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -13.70 kN
	MN,y,Rd = 51.16 kN*m	MN,z,Rd = 11.63 kN*m	Vz,T,Rd = 231.56 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.98	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.25 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.25 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.39 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 152 Barra_152 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2

tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.83 kN	My,Ed = -8.49 kN*m	Mz,Ed = -3.68 kN*m	Vy,Ed = -0.54 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -8.49 kN*m	Mz,Ed,max = -3.68 kN*m	Vy,T,Rd = 888.41 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 3.53 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.54 kN
			Tt,Ed = -0.01 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.01

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.08 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 153 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -4.61 kN

Nt,Rd = 268.98 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 154 Poste_154 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 95.92 kN	My,Ed = -36.92 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = -275.47 kN*m		Mz,Ed,max = 0.15 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = -36.92 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:		respecto al eje z:	
Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 1.4 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 155 Poste_155 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00

b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 95.92 kN	My,Ed = 36.92 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 275.47 kN*m		Mz,Ed,max = 0.15 kN*m
	Vy,c,Rd = 1144.26 kN		
Nb,Rd = 661.64 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 36.92 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 350.59 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 573.93 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.58
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.17	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.42	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.01
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.21
Lamy = 36.72	kyy = 0.99	Lamz = 174.19	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.72 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 174.19 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.81 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 63 ELS23 (6+9+11)*1.00+8*0.50
vy = 1.2 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 156 Dintel_156 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

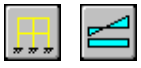
N,Ed = 44.67 kN	My,Ed = -275.47 kN*m	Mz,Ed = 0.08 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 769.42 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.56 kN
	MN,y,Rd = 878.75 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1053.56 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = -0.04 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

uz = 0.8 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 157 Dintel_157 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm2	Az=66.48 cm2	Ax=142.00 cm2
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm4	Iz=1975.97 cm4	Ix=68.94 cm4
tf=1.4 cm	Wply=3195.88 cm3	Wplz=232.99 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 44.67 kN	My,Ed = -275.47 kN*m	Mz,Ed = -0.08 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3905.07 kN	My,pl,Rd = 878.87 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.07 kN*m	Vy,T,Rd = 769.42 kN
Nb,Rd = 2311.08 kN	My,c,Rd = 878.87 kN*m	Mz,c,Rd = 64.07 kN*m	Vz,Ed = 70.56 kN
	MN,y,Rd = 878.75 kN*m	MN,z,Rd = 64.06 kN*m	Vz,T,Rd = 1053.56 kN
	Mb,Rd = 321.13 kN*m		Tt,Ed = 0.04 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 583.41 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.37
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.64	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 12.57 m	Lam_y = 0.82	Lz = 12.57 m	Lam_z = 0.91
Lcr,y = 13.67 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.59
Lamy = 70.97	kyy = 0.96	Lamz = 79.27	kyz = 1.05

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 70.97 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 79.27 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.86 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.8 cm < uz max = L/300.00 = 4.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 158 Arriostramiento_158 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -5.66 kN
Nt,Rd = 268.98 kN
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 159 Viga_159 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -10.98 kN	My,Ed = 19.57 kN*m	Mz,Ed = 0.07 kN*m	Vy,Ed = 1.81 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.86 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = -44.26 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.28 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.32 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 160 Viga_160 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200**

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 155.75 kN	My,Ed = 11.90 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.13 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 11.90 kN*m	Mz,Ed,max = -0.14 kN*m	Vy,T,Rd = 256.70 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 12.37 kN
	MN,y,Rd = 51.22 kN*m	MN,z,Rd = 11.65 kN*m	Vz,T,Rd = 231.52 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

  **PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y: kyy = 1.00

 respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.23 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 161 Barra_161 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.29 kN	My,Ed = -10.65 kN*m	Mz,Ed = 7.30 kN*m	Vy,Ed = 2.07 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -10.65 kN*m		Mz,Ed,max = 7.30 kN*m
	Vy,T,Rd = 887.25 kN		
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 4.91 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 676.98 kN
			Tt,Ed = -0.03 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.12 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.11 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.13 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 162 Viga_162 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -10.98 kN	My,Ed = 19.57 kN*m	Mz,Ed = 0.07 kN*m	Vy,Ed = -1.81 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.86 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 44.26 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.28 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.32 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 58 ELS18 7*0.60+(8+9+11)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 163 Barra_163 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 155.70 kN	My,Ed = -12.34 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.30 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -12.34 kN*m		Mz,Ed,max = -0.34 kN*m
	Vy,T,Rd = 256.12 kN		
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -12.99 kN
	MN,y,Rd = 51.22 kN*m	MN,z,Rd = 11.65 kN*m	Vz,T,Rd = 231.13 kN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kyy = 0.98	Lamz = 54.28	kyz = 0.63

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.24 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 164 Barra_164 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400

h=40.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.54 kN	My,Ed = 3.82 kN*m	Mz,Ed = 6.99 kN*m	Vy,Ed = 2.03 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -8.72 kN*m	Mz,Ed,max = 6.99 kN*m	Vy,T,Rd = 886.89 kN
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = 0.54 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 676.80 kN
			Tt,Ed = -0.03 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.10 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.13 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 165 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.84 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 2.21	Lz = 6.00 m	Lam_z = 2.21
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.19	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.19
Lamy = 191.67		Lamz = 191.67	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.08 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 166 Poste_166 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm2	Az=35.14 cm2	Ax=72.73 cm2
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm4	Iz=1043.45 cm4	Ix=36.20 cm4
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm3	Wplz=191.10 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 141.96 kN My,Ed = -10.42 kN*m Mz,Ed = -1.34 kN*m Vy,Ed = 0.99 kN

Nc,Rd = 2000.05 kN	My,Ed,max = -50.44 kN*m Vy,c,Rd = 775.46 kN		Mz,Ed,max = -2.02 kN*m
Nb,Rd = 330.61 kN	My,c,Rd = 280.29 kN*m MN,y,Rd = 280.29 kN*m Mb,Rd = 151.56 kN*m	Mz,c,Rd = 52.55 kN*m MN,z,Rd = 52.55 kN*m	Vz,Ed = -10.34 kN Vz,c,Rd = 557.88 kN
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 235.56 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.54
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 1.09	fi,LT = 1.25	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.58	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.28
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.90	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.17
Lamy = 50.15	kzy = 0.52	Lamz = 198.01	kzz = 0.87

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 50.15 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 198.01 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.33 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.49 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 61 ELS21 (6+10)*1.00+8*0.50
vy = 1.3 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 167 Poste_167 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.13 L = 1.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 30 ELU19 (1+2+3)*1.35+(7+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm2	Az=35.14 cm2	Ax=72.73 cm2
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm4	Iz=1043.45 cm4	Ix=36.20 cm4
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm3	Wplz=191.10 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 164.40 kN	My,Ed = 11.60 kN*m	Mz,Ed = -0.79 kN*m	Vy,Ed = 0.58 kN
Nc,Rd = 2000.05 kN	My,Ed,max = 53.39 kN*m	Mz,Ed,max = -1.17 kN*m	Vy,c,Rd = 775.46 kN
Nb,Rd = 330.61 kN	My,c,Rd = 280.29 kN*m	Mz,c,Rd = 52.55 kN*m	Vz,Ed = 11.37 kN
	MN,y,Rd = 280.29 kN*m	MN,z,Rd = 52.55 kN*m	Vz,c,Rd = 557.88 kN
	Mb,Rd = 151.56 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 235.56 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.54
Lcr,upp=7.50 m	Lam_LT = 1.09	fi,LT = 1.25	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.58	Lz = 7.50 m	Lam_z = 2.28
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.90	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.17
Lamy = 50.15	kzy = 0.53	Lamz = 198.01	kzz = 0.88

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 50.15 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 198.01 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.35 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.70 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): *No analizado*



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

vx = 0.0 cm < vx max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

vy = 1.2 cm < vy max = L/250.00 = 3.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 168 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 33.57 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN
Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.25 m	Lam_y = 0.64	Lz = 6.25 m	Lam_z = 2.38
Lcr,y = 6.25 m	Xy = 0.87	Lcr,z = 6.25 m	Xz = 0.15
Lamy = 55.68		Lamz = 206.75	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.17 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 1 PP
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 1 PP



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 169 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

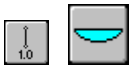
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 33.57 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN
Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



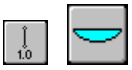
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.25 m Lam_y = 0.64
Lcr,y = 6.25 m Xy = 0.87
Lamy = 55.68



respecto al eje z:

Lz = 6.25 m Lam_z = 2.38
Lcr,z = 6.25 m Xz = 0.15
Lamz = 206.75

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.17 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 51 ELS11 6*0.60+(8+10)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 170 Arriostramiento_170 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 80x3.2

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.89 cm2	Az=4.89 cm2	Ax=9.78 cm2
tw=0.3 cm	Iy=95.85 cm4	Iz=95.85 cm4	Ix=147.70 cm4
tf=0.3 cm	Wply=28.33 cm3	Wplz=28.33 cm3	

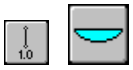
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 3.27 kN
Nc,Rd = 268.98 kN
Nb,Rd = 49.89 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



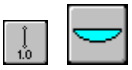
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 2.21
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.19
Lamy = 191.67



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 2.21
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.19
Lamz = 191.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 191.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.07 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 171 Viga_171 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -73.45 kN	My,Ed = -15.02 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = 2.70 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.15 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 32.17 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 221.94 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.25 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.25 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 52 ELS12 6*0.60+(8+11)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 172 Viga_172 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 124.66 kN	My,Ed = 5.42 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.08 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = 5.42 kN*m	Mz,Ed,max = 0.51 kN*m	Vy,T,Rd = 256.19 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = 3.80 kN
	MN,y,Rd = 52.04 kN*m	MN,z,Rd = 11.83 kN*m	Vz,T,Rd = 231.18 kN
	Mb,Rd = 49.04 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 191.87 kN*m	Curva,LT - d	XLT = 0.89
Lcr,upp=1.17 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.92

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y: kyy = 1.00



respecto al eje z: kzz = 1.00

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.10 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.11 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.32 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.32 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 65 ELS25 (7+9)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.6 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00
 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 173 Barra_173 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400**

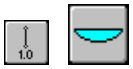
h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

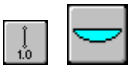
N,Ed = 3.50 kN	My,Ed = -10.87 kN*m	Mz,Ed = 5.33 kN*m	Vy,Ed = -1.25 kN
Nc,Rd = 2322.75 kN	My,Ed,max = -10.87 kN*m		Mz,Ed,max = 5.33 kN*m
	Vy,T,Rd = 888.86 kN		
Nb,Rd = 614.80 kN	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -4.45 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.76 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.42	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.75
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.95	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.26
Lamy = 36.26	kzy = 0.52	Lamz = 151.90	kzz = 1.00

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 36.26 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 151.90 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.09 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.11 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 174 Viga_174 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=6.46 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm3	Wplz=44.61 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -1.27 kN	My,Ed = -0.64 kN*m	Mz,Ed = -1.93 kN*m	Vy,Ed = -3.25 kN
Nt,Rd = 783.31 kN	My,pl,Rd = 60.68 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.27 kN*m	Vy,T,Rd = 310.82 kN
	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 3.94 kN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 222.26 kN
	Mb,Rd = 60.68 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 586.77 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=0.60 m	Lam_LT = 0.32	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 68 ELS28 (7+9+11)*1.00+8*0.50
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.3 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 10 PG V2



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 175 Barra_175 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 1.17 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 30 ELU19 (1+2+3)*1.35+(7+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm2	Az=17.07 cm2	Ax=32.02 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm4	Iz=147.81 cm4	Ix=11.03 cm4
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm3	Wplz=51.78 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 127.86 kN	My,Ed = -5.99 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.28 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -5.99 kN*m	Mz,Ed,max = 0.57 kN*m	Vy,T,Rd = 256.58 kN
Nb,Rd = 600.79 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -4.65 kN
	MN,y,Rd = 51.97 kN*m	MN,z,Rd = 11.82 kN*m	Vz,T,Rd = 231.44 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 1.17 m	Lam_y = 0.16	Lz = 1.17 m	Lam_z = 0.58
Lcr,y = 1.17 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 1.17 m	Xz = 0.80
Lamy = 15.10	kzy = 0.53	Lamz = 54.28	kzz = 0.97

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.12 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 15.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 54.28 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.31 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.32 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 176 Barra_176 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm2	Az=42.69 cm2	Ax=84.46 cm2
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm4	Iz=1317.82 cm4	Ix=46.80 cm4
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm3	Wplz=229.01 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -2.67 kN	My,Ed = 4.25 kN*m	Mz,Ed = 3.87 kN*m	Vy,Ed = -0.89 kN
Nt,Rd = 2322.75 kN	My,pl,Rd = 359.50 kN*m	Mz,pl,Rd = 62.98 kN*m	Vy,T,Rd = 889.02 kN
	My,c,Rd = 359.50 kN*m	Mz,c,Rd = 62.98 kN*m	Vz,Ed = -2.00 kN
	MN,y,Rd = 359.50 kN*m	MN,z,Rd = 62.98 kN*m	Vz,T,Rd = 677.84 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:  respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 177 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.07 L = 0.60 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500**

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 30.00 kN	My,Ed = 7.27 kN*m	Mz,Ed = -0.04 kN*m	Vy,Ed = 0.06 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 28.46 kN*m	Mz,Ed,max = 0.30 kN*m	Vy,c,Rd = 1144.26 kN
Nb,Rd = 569.28 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 11.39 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 230.45 kN*m		

CLASE DE LA SECCION = 1

  **PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 0.00	Mcr = 308.09 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.38
Lcr,upp=8.16 m	Lam_LT = 1.40	fi,LT = 1.68	

PARAMETROS DE PANDEO:

  respecto al eje y:   respecto al eje z:

Ly = 8.16 m	Lam_y = 0.46	Lz = 8.16 m	Lam_z = 2.18
Lcr,y = 8.16 m	Xy = 0.94	Lcr,z = 8.16 m	Xz = 0.18
Lamy = 39.92	kyy = 1.04	Lamz = 189.40	kyz = 0.79

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 39.92 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 189.40 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.14 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.12 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 178 Poste Fachada_178 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.07 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 22.69 kN	My,Ed = 8.10 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 34.36 kN*m	Mz,Ed,max = -0.10 kN*m	Vy,c,Rd = 1144.26 kN
Nb,Rd = 494.57 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 12.76 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 212.49 kN*m		
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 277.90 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.35
Lcr,upp=8.81 m	Lam_LT = 1.47	fi,LT = 1.80	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.81 m	Lam_y = 0.50	Lz = 8.81 m	Lam_z = 2.36
Lcr,y = 8.81 m	Xy = 0.93	Lcr,z = 8.81 m	Xz = 0.16
Lamy = 43.13	kyy = 1.03	Lamz = 204.61	kyz = 0.78

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 43.13 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 204.61 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.16 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.18 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.13 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 179 Poste Fachada_179 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.07 L = 0.60 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 30.58 kN	My,Ed = 7.44 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 29.52 kN*m	Mz,Ed,max = -0.38 kN*m	Vy,c,Rd = 1144.26 kN
Nb,Rd = 569.28 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 11.68 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 230.45 kN*m		

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 308.09 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.38
Lcr,upp=8.16 m	Lam_LT = 1.40	fi,LT = 1.68	

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:  respecto al eje z:

Ly = 8.16 m	Lam_y = 0.46	Lz = 8.16 m	Lam_z = 2.18
Lcr,y = 8.16 m	Xy = 0.94	Lcr,z = 8.16 m	Xz = 0.18
Lamy = 39.92	kyy = 1.04	Lamz = 189.40	kyz = 0.79

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 39.92 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 189.40 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.13 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.15 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.13 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 180 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180**

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.63 kN	My,Ed = -8.19 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -8.90 kN*m	Mz,Ed,max = -0.03 kN*m	Vy,T,Rd = 257.30 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 8.19 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.61 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.00	Lamz = 153.11	kyz = 1.57

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.62 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.33 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.2 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 181 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.68 kN	My,Ed = -8.76 kN*m	Mz,Ed = -0.04 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -8.76 kN*m	Mz,Ed,max = 0.12 kN*m	Vy,T,Rd = 257.30 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 8.32 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.61 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:


respecto al eje y:


respecto al eje z:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.01	Lamz = 153.11	kyz = 1.57

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.62 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.33 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES


Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.2 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso


Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 182 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.63 kN	My,Ed = -8.19 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -8.90 kN*m	Mz,Ed,max = 0.03 kN*m	Vy,T,Rd = 257.30 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 8.19 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.61 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.00	Lamz = 153.11	kyz = 1.57

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.62 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.33 < 1.00

(6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

uz = 0.2 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 183 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180**

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

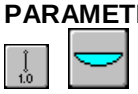
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.68 kN	My,Ed = -8.76 kN*m	Mz,Ed = 0.04 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -8.76 kN*m	Mz,Ed,max = -0.12 kN*m	Vy,T,Rd = 257.30 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 8.32 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.61 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

  **PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.01	Lamz = 153.11	kyz = 1.57

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.62 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.33 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.2 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 184 Poste Fachada_184 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.20 L = 1.63 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 48.11 kN	My,Ed = 4.53 kN*m	Mz,Ed = 0.76 kN*m	Vy,Ed = -0.47 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 7.08 kN*m	Mz,Ed,max = 3.45 kN*m	Vy,c,Rd = 1144.26 kN
Nb,Rd = 569.28 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 2.08 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 230.45 kN*m		

CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 308.09 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.38
Lcr,upp=8.16 m	Lam_LT = 1.40	fi,LT = 1.68	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 8.16 m	Lam_y = 0.46	Lz = 8.16 m	Lam_z = 2.18
Lcr,y = 8.16 m	Xy = 0.94	Lcr,z = 8.16 m	Xz = 0.18
Lamy = 39.92	kzy = 0.55	Lamz = 189.40	kzz = 1.06

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 39.92 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 189.40 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.08 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.14 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 185 Poste Fachada_185 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.20 L = 1.76 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm2	Az=59.87 cm2	Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm4	Iz=2141.69 cm4	Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm3	Wplz=335.89 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 27.43 kN	My,Ed = 8.68 kN*m	Mz,Ed = 0.32 kN*m	Vy,Ed = -0.18 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 13.62 kN*m	Mz,Ed,max = 1.58 kN*m	Vy,c,Rd = 1144.26 kN
Nb,Rd = 494.57 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 3.70 kN

MN,y,Rd = 603.42 kN*m MN,z,Rd = 92.37 kN*m Vz,c,Rd = 950.63 kN
Mb,Rd = 212.49 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00 Mcr = 277.90 kN*m Curva,LT - b XLT = 0.35
Lcr,upp=8.81 m Lam_LT = 1.47 fi,LT = 1.80

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 8.81 m Lam_y = 0.50 Lz = 8.81 m Lam_z = 2.36
Lcr,y = 8.81 m Xy = 0.93 Lcr,z = 8.81 m Xz = 0.16
Lamy = 43.13 kzy = 0.54 Lamz = 204.61 kzz = 1.04

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 43.13 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 204.61 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.09 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.11 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 186 Poste Fachada_186 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** x = 0.20 L = 1.63 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 500

h=50.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=20.0 cm Ay=72.07 cm2 Az=59.87 cm2 Ax=115.52 cm2
tw=1.0 cm Iy=48198.50 cm4 Iz=2141.69 cm4 Ix=89.00 cm4
tf=1.6 cm Wply=2194.26 cm3 Wplz=335.89 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 33.37 kN	My,Ed = 7.48 kN*m	Mz,Ed = -0.25 kN*m	Vy,Ed = 0.16 kN
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 11.70 kN*m	Mz,Ed,max = -1.26 kN*m	Vy,c,Rd = 1144.26 kN
Nb,Rd = 569.28 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 3.44 kN
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,c,Rd = 950.63 kN
	Mb,Rd = 230.45 kN*m		

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 308.09 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.38
Lcr,upp=8.16 m	Lam_LT = 1.40	fi,LT = 1.68	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 8.16 m	Lam_y = 0.46	Lz = 8.16 m	Lam_z = 2.18
Lcr,y = 8.16 m	Xy = 0.94	Lcr,z = 8.16 m	Xz = 0.18
Lamy = 39.92	kzy = 0.54	Lamz = 189.40	kzz = 1.04

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 39.92 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 189.40 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.10 < 1.00 (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 187 Dintel Fachada_187 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4

tf=0.8 cm Wply=166.42 cm3 Wplz=34.60 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 22.08 kN	My,Ed = -8.09 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -8.09 kN*m	Mz,Ed,max = 0.02 kN*m	Vy,T,Rd = 257.30 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 6.69 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.61 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.12	Lamz = 153.11	kyz = 1.73

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.55 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.67 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.3 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 51 ELS11 6*0.60+(8+10)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 188 Dintel Fachada_188 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

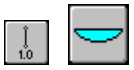
N,Ed = 14.58 kN	My,Ed = -8.11 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -8.11 kN*m	Mz,Ed,max = -0.09 kN*m	Vy,T,Rd = 257.30 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 6.86 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.61 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.08	Lamz = 153.11	kyz = 1.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.55 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.64 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.1 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.2 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 189 Dintel Fachada_189 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 18.66 kN	My,Ed = -2.47 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -9.12 kN*m	Mz,Ed,max = -0.03 kN*m	Vy,T,Rd = 257.29 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 5.50 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.61 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.10	Lamz = 153.11	kyz = 1.70

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.62 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.73 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.3 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 190 Dintel Fachada_190 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

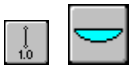
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.67 kN	My,Ed = -8.89 kN*m	Mz,Ed = -0.04 kN*m	Vy,Ed = -0.03 kN
Nc,Rd = 658.55 kN	My,Ed,max = -8.89 kN*m	Mz,Ed,max = 0.16 kN*m	Vy,T,Rd = 257.27 kN
Nb,Rd = 171.94 kN	My,c,Rd = 45.77 kN*m	Mz,c,Rd = 9.52 kN*m	Vz,Ed = 8.35 kN
	MN,y,Rd = 45.77 kN*m	MN,z,Rd = 9.52 kN*m	Vz,T,Rd = 178.60 kN
	Mb,Rd = 14.72 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 17.17 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.32
Lcr,low=6.28 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.98	

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.28 m	Lam_y = 0.98	Lz = 6.28 m	Lam_z = 1.76
Lcr,y = 6.28 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 3.14 m	Xz = 0.26
Lamy = 84.74	kyy = 1.00	Lamz = 153.11	kyz = 1.57

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 84.74 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 153.11 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.34 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.1 cm < uy max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 4 Sobrecarga de Uso
uz = 0.2 cm < uz max = L/300.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 191 Barra_191 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 120**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.4 cm	Ay=9.10 cm2	Az=6.31 cm2	Ax=13.21 cm2
tw=0.4 cm	Iy=317.75 cm4	Iz=27.67 cm4	Ix=1.71 cm4

tf=0.6 cm Wply=60.73 cm3 Wplz=13.58 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.40 kN
Nc,Rd = 363.28 kN
Nb,Rd = 55.22 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.00 m Lam_y = 0.70
Lcr,y = 3.00 m Xy = 0.85
Lamy = 61.17

respecto al eje z:

Lz = 3.00 m Lam_z = 2.39
Lcr,z = 3.00 m Xz = 0.15
Lamz = 207.29

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 61.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 207.29 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 192 Barra_192 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 120

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=6.4 cm Ay=9.10 cm2 Az=6.31 cm2 Ax=13.21 cm2
tw=0.4 cm Iy=317.75 cm4 Iz=27.67 cm4 Ix=1.71 cm4
tf=0.6 cm Wply=60.73 cm3 Wplz=13.58 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.40 kN
Nc,Rd = 363.28 kN
Nb,Rd = 55.22 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.00 m Lam_y = 0.70
Lcr,y = 3.00 m Xy = 0.85
Lamy = 61.17

respecto al eje z:

Lz = 3.00 m Lam_z = 2.39
Lcr,z = 3.00 m Xz = 0.15
Lamz = 207.29

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 61.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 207.29 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 193 Barra_193 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 120

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=6.4 cm Ay=9.10 cm2 Az=6.31 cm2 Ax=13.21 cm2
tw=0.4 cm Iy=317.75 cm4 Iz=27.67 cm4 Ix=1.71 cm4
tf=0.6 cm Wply=60.73 cm3 Wplz=13.58 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.40 kN
Nc,Rd = 363.28 kN
Nb,Rd = 55.22 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.00 m Lam_y = 0.70
Lcr,y = 3.00 m Xy = 0.85
Lamy = 61.17

respecto al eje z:

Lz = 3.00 m Lam_z = 2.39
Lcr,z = 3.00 m Xz = 0.15
Lamz = 207.29

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 207.29 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 194 Barra_194 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.4 cm	Ay=9.10 cm2	Az=6.31 cm2	Ax=13.21 cm2
tw=0.4 cm	Iy=317.75 cm4	Iz=27.67 cm4	Ix=1.71 cm4
tf=0.6 cm	Wply=60.73 cm3	Wplz=13.58 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 3.40 kN
Nc,Rd = 363.28 kN
Nb,Rd = 55.22 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 3.00 m	Lam_y = 0.70	Lz = 3.00 m	Lam_z = 2.39
Lcr,y = 3.00 m	Xy = 0.85	Lcr,z = 3.00 m	Xz = 0.15
Lamy = 61.17		Lamz = 207.29	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 207.29 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 195 Barra_195 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.4 cm	Ay=9.10 cm2	Az=6.31 cm2	Ax=13.21 cm2
tw=0.4 cm	Iy=317.75 cm4	Iz=27.67 cm4	Ix=1.71 cm4
tf=0.6 cm	Wply=60.73 cm3	Wplz=13.58 cm3	

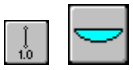
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 3.40 kN
Nc,Rd = 363.28 kN
Nb,Rd = 55.22 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



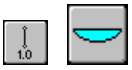
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 3.00 m Lam_y = 0.70
Lcr,y = 3.00 m Xy = 0.85
Lamy = 61.17



respecto al eje z:

Lz = 3.00 m Lam_z = 2.39
Lcr,z = 3.00 m Xz = 0.15
Lamz = 207.29

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 207.29 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 196 Barra_196 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.4 cm	Ay=9.10 cm2	Az=6.31 cm2	Ax=13.21 cm2
tw=0.4 cm	Iy=317.75 cm4	Iz=27.67 cm4	Ix=1.71 cm4
tf=0.6 cm	Wply=60.73 cm3	Wplz=13.58 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 3.40 kN
Nc,Rd = 363.28 kN
Nb,Rd = 55.22 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 3.00 m	Lam_y = 0.70	Lz = 3.00 m	Lam_z = 2.39
Lcr,y = 3.00 m	Xy = 0.85	Lcr,z = 3.00 m	Xz = 0.15
Lamy = 61.17		Lamz = 207.29	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 207.29 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 197 Arriostramiento_197 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00

b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.21 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 161.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 1.45
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.39
Lamy = 125.80

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.45
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.39
Lamz = 125.80

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 125.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 125.80 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 199 Arriostramiento_199 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 32 ELU21 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.20 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 161.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 1.45
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.39
Lamy = 125.80

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.45
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.39
Lamz = 125.80

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 125.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 125.80 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 200 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=13.5 cm Ay=31.45 cm2 Az=22.14 cm2 Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm Iy=5789.78 cm4 Iz=419.87 cm4 Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm Wply=484.03 cm3 Wplz=96.95 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 34.90 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN
Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.25 m Lam_y = 0.64
Lcr,y = 6.25 m Xy = 0.87
Lamy = 55.68

respecto al eje z:

Lz = 6.25 m Lam_z = 2.38
Lcr,z = 6.25 m Xz = 0.15
Lamz = 206.75

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.18 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 54 ELS14 6*0.60+(8+10+11)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 202 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 34.90 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN
Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:
Ly = 6.25 m Lam_y = 0.64
Lcr,y = 6.25 m Xy = 0.87
Lamy = 55.68



respecto al eje z:
Lz = 6.25 m Lam_z = 2.38
Lcr,z = 6.25 m Xz = 0.15
Lamz = 206.75

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.18 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 1 PP

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 1 PP

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 203 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 34.90 kN

Nc,Rd = 1263.49 kN

Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.25 m Lam_y = 0.64

Lcr,y = 6.25 m Xy = 0.87

Lamy = 55.68

respecto al eje z:

Lz = 6.25 m Lam_z = 2.38

Lcr,z = 6.25 m Xz = 0.15

Lamz = 206.75

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.18 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 1 PP
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 1 PP



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 204 Arriostramiento_204 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

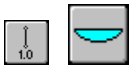
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.50 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 161.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



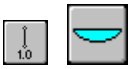
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 1.45
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.39
Lamy = 125.80



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.45
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.39
Lamz = 125.80

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 125.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 125.80 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 205 Arriostramiento_205 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

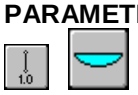
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 5.62 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 133.26 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.71 m	Lam_y = 1.62	Lz = 6.71 m	Lam_z = 1.62
Lcr,y = 6.71 m	Xy = 0.33	Lcr,z = 6.71 m	Xz = 0.33
Lamy = 140.65		Lamz = 140.65	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 140.65 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 140.65 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 206 Arriostramiento_206 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

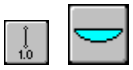
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 15.77 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 133.26 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



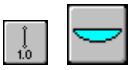
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.71 m Lam_y = 1.62
Lcr,y = 6.71 m Xy = 0.33
Lamy = 140.65



respecto al eje z:

Lz = 6.71 m Lam_z = 1.62
Lcr,z = 6.71 m Xz = 0.33
Lamz = 140.65

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 140.65 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 140.65 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 207 Arriostramiento_207 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 4.30 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 109.21 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 1.81
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.27
Lamy = 157.25	

respecto al eje z:

Lz = 7.50 m	Lam_z = 1.81
Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.27
Lamz = 157.25	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 157.25 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 157.25 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 208 Arriostramiento_208 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00

b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 13.89 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 109.21 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 7.50 m Lam_y = 1.81
Lcr,y = 7.50 m Xy = 0.27
Lamy = 157.25

respecto al eje z:

Lz = 7.50 m Lam_z = 1.81
Lcr,z = 7.50 m Xz = 0.27
Lamz = 157.25

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 157.25 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 157.25 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.13 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 209 Arriostramiento_209 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.10 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 161.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 1.45
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.39
Lamy = 125.80

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.45
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.39
Lamz = 125.80

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 125.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 125.80 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 210 Arriostramiento_210 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.90 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 161.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 1.45
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.39

respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.45
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.39

Lamy = 125.80 Lamz = 125.80

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 125.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 125.80 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 211 Arriostramiento_211 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

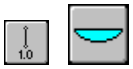
-
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.87 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 161.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



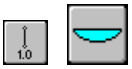
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 1.45
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.39
Lamy = 125.80



respecto al eje z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.45
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.39
Lamz = 125.80

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 125.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 125.80 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 212 Arriostramiento_212 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 5.70 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.07 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 213 Arriostramiento_213 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

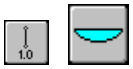
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 20.79 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



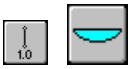
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.25 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 214 Arriostramiento_214 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 37 ELU26 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.65 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 215 Arriostramiento_215 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 11.06 kN

Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.13 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 216 Arriostramiento_216 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 11.22 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.13 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 217 Arriostramiento_217 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

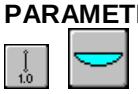
h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.32 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 218 Arriostramiento_218 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 23 ELU12 (1+2+3)*1.35+(6+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 20.17 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 219 Arriostramiento_219 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 38 ELU27 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

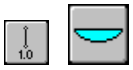
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.83 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



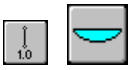
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 220 Arriostramiento_220 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.50 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 161.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 1.45	Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.45
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.39	Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.39
Lamy = 125.80		Lamz = 125.80	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 125.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 125.80 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 221 Arriostramiento_221 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00

b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 15.57 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 133.26 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.71 m Lam_y = 1.62
Lcr,y = 6.71 m Xy = 0.33
Lamy = 140.65

respecto al eje z:

Lz = 6.71 m Lam_z = 1.62
Lcr,z = 6.71 m Xz = 0.33
Lamz = 140.65

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 140.65 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 140.65 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 222 Arriostramiento_222 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.71 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 15 ELU4 (1+2+3)*1.35+6*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -12.60 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 223 Arriostramiento_223 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 13.61 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 109.21 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 7.50 m	Lam_y = 1.81	Lz = 7.50 m	Lam_z = 1.81
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.27	Lcr,z = 7.50 m	Xz = 0.27
Lamy = 157.25		Lamz = 157.25	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 157.25 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 157.25 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 224 Arriostramiento_224 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 12 ELU1 (1+2+3)*1.35+4*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.40 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 109.21 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 7.50 m Lam_y = 1.81
Lcr,y = 7.50 m Xy = 0.27
Lamy = 157.25



respecto al eje z:

Lz = 7.50 m Lam_z = 1.81
Lcr,z = 7.50 m Xz = 0.27
Lamz = 157.25

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 157.25 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 157.25 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.02 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 225 Arriostramiento_225 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

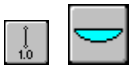
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 12.16 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.14 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 226 Arriostramiento_226 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 18 ELU7 (1+2+3)*1.35+9*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 7.82 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.09 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 227 Arriostramiento_227 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -11.03 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 228 Arriostramiento_228 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -8.41 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 229 Arriostramiento_229 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 8.82 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.11 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 230 Arriostramiento_230 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

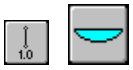
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.87 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



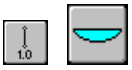
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.09 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 231 Arriostramiento_231 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -6.22 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 232 Arriostramiento_232 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 39 ELU28 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.60 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 233 Arriostramiento_233 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.87 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 234 Arriostramiento_234 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -3.47 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 235 Arriostramiento_235 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 19 ELU8 (1+2+3)*1.35+10*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

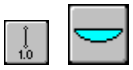
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 1.77 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



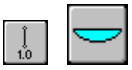
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.02 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 236 Arriostramiento_236 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.95 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 237 Arriostramiento_237 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 25 ELU14 (1+2+3)*1.35+(6+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00

b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -4.89 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 238 Arriostramiento_238 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 11.92 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.14 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 239 Arriostramiento_239 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 19 ELU8 (1+2+3)*1.35+10*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

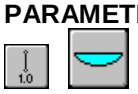
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.53 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 240 Arriostramiento_240 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 32 ELU21 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -6.99 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 241 Arriostramiento_241 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 25 ELU14 (1+2+3)*1.35+(6+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -8.51 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 242 Arriostramiento_242 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 15.79 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91

respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.18 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 243 Arriostramiento_243 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 19 ELU8 (1+2+3)*1.35+10*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.82 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91

 respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.09 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 244 Arriostramiento_244 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

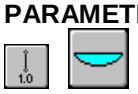
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 8.91 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91

 respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 245 Arriostramiento_245 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 40 ELU29 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

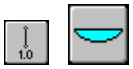
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.88 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



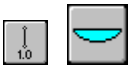
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91



respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.09 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 246 Arriostramiento_246 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 37 ELU26 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -4.55 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 247 Arriostramiento_247 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -5.93 kN

Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 248 Arriostramiento_248 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.41 kN

Nc,Rd = 408.72 kN

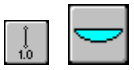
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

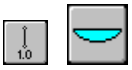


PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 249 Arriostramiento_249 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.42 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

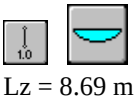
CLASE DE LA SECCION = 2

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 250 Arriostramiento_250 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -3.76 kN
Nt,Rd = 408.72 kN
CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
 respecto al eje y:
 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 251 Arriostramiento_251 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

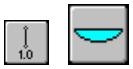
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.20 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



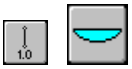
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 252 Arriostramiento_252 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.21 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 253 Arriostramiento_253 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -2.89 kN

Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 254 Arriostramiento_254 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.14 kN

Nc,Rd = 408.72 kN

Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION

= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20
Lamy = 182.17	

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamz = 182.17	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 255 Arriostramiento_255 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -3.77 kN
Nt,Rd = 408.72 kN
CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
 respecto al eje y:
 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 256 Arriostramiento_256 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

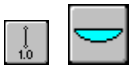
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.13 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 257 Arriostramiento_257 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.51 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 258 Arriostramiento_258 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.49 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 259 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

---

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=13.5 cm Ay=31.45 cm2 Az=22.14 cm2 Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm Iy=5789.78 cm4 Iz=419.87 cm4 Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm Wply=484.03 cm3 Wplz=96.95 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 34.90 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN
Nb,Rd = 192.99 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.25 m Lam_y = 0.64
Lcr,y = 6.25 m Xy = 0.87
Lamy = 55.68

 respecto al eje z:

Lz = 6.25 m Lam_z = 2.38
Lcr,z = 6.25 m Xz = 0.15
Lamz = 206.75

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.18 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 50 ELS10 6*0.60+(8+9)*1.00

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 260 Arriostramiento_260 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -5.58 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 261 Arriostramiento_261 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -4.72 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 262 Arriostramiento_262 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.18 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91



respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.08 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 263 Arriostramiento_263 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 8.77 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91



respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 264 Arriostramiento_264 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 8.89 kN

Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91

respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 265 Arriostramiento_265 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 36 ELU25 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.09 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91

 respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.08 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 266 Arriostramiento_266 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 36 ELU25 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -4.77 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 267 Arriostramiento_267 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 31 ELU20 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -5.35 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 268 Arriostramiento_268 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.61 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 269 Arriostramiento_269 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.62 kN

Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 270 Arriostramiento_270 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -3.85 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 271 Arriostramiento_271 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.12 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 272 Arriostramiento_272 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

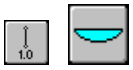
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.12 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



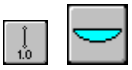
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 273 Arriostramiento_273 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -2.86 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 274 Arriostramiento_274 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.16 kN

Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 275 Arriostramiento_275 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.18 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 276 Arriostramiento_276 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -3.93 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 277 Arriostramiento_277 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

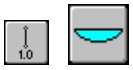
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 3.68 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



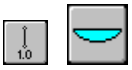
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 278 Arriostramiento_278 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

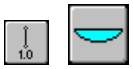
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 3.68 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:


respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 279 Arriostramiento_279 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00

b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -5.51 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 280 Arriostramiento_280 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 40 ELU29 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -5.30 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 281 Arriostramiento_281 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

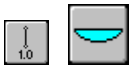
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 8.75 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



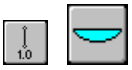
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91



respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 282 Arriostramiento_282 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 40 ELU29 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 8.50 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 283 Arriostramiento_283 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 10.11 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:


respecto al eje y:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 284 Arriostramiento_284 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 40 ELU29 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2

tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 8.54 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91

respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 285 Arriostramiento_285 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 15 ELU4 (1+2+3)*1.35+6*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.62 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 153.32 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 6.18 m Lam_y = 1.49
Lcr,y = 6.18 m Xy = 0.38
Lamy = 129.67

respecto al eje z:

Lz = 6.18 m Lam_z = 1.49
Lcr,z = 6.18 m Xz = 0.38
Lamz = 129.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 129.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 129.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.02 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 286 Arriostramiento_286 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 25 ELU14 (1+2+3)*1.35+(6+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -7.45 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 287 Arriostramiento_287 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 4.35 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 288 Arriostramiento_288 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 4.35 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 289 Arriostramiento_289 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -4.34 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 290 Arriostramiento_290 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.11 kN

Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 291 Arriostramiento_291 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.11 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 292 Arriostramiento_292 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -2.77 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 293 Arriostramiento_293 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.06 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.02 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 294 Arriostramiento_294 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.06 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.02 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 295 Arriostramiento_295 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00

b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -4.25 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 296 Arriostramiento_296 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 4.26 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 297 Arriostramiento_297 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

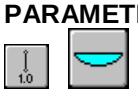
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.26 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 298 Arriostramiento_298 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 15 ELU4 (1+2+3)*1.35+6*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.53 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 153.32 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 6.18 m Lam_y = 1.49
Lcr,y = 6.18 m Xy = 0.38
Lamy = 129.67



respecto al eje z:

Lz = 6.18 m Lam_z = 1.49
Lcr,z = 6.18 m Xz = 0.38
Lamz = 129.67

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 129.67 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 129.67 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.02 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 299 Arriostramiento_299 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -7.32 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 300 Arriostramiento_300 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 24 ELU13 (1+2+3)*1.35+(6+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 10.22 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 301 Arriostramiento_301 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 36 ELU25 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+9)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 6.96 kN

Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91

respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.08 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 302 Barra_302 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 10.27 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm gM0=1.00 gM1=1.00
Ay=1.13 cm2 Az=1.13 cm2 Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm Iy=0.25 cm4 Iz=0.25 cm4 Ix=0.50 cm4
Wply=0.56 cm3 Wplz=0.56 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -8.10 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 303 Barra_303 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 9.76 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=1.13 cm2	Az=1.13 cm2	Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm	Iy=0.25 cm4	Iz=0.25 cm4	Ix=0.50 cm4
	Wply=0.56 cm3	Wplz=0.56 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -43.65 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.90 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 304 Barra_304 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 9.76 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 22 ELU11 (1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=1.13 cm2	Az=1.13 cm2	Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm	Iy=0.25 cm4	Iz=0.25 cm4	Ix=0.50 cm4
	Wply=0.56 cm3	Wplz=0.56 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -8.55 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 305 Barra_305 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 10.27 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 29 ELU18 (1+2+3)*1.35+(7+9+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=1.13 cm2	Az=1.13 cm2	Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm	Iy=0.25 cm4	Iz=0.25 cm4	Ix=0.50 cm4
	Wply=0.56 cm3	Wplz=0.56 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -41.45 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.85 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 306 Barra_306 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 10.27 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 16 ELU5 (1+2+3)*1.35+7*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=1.13 cm2	Az=1.13 cm2	Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm	Iy=0.25 cm4	Iz=0.25 cm4	Ix=0.50 cm4
	Wply=0.56 cm3	Wplz=0.56 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -10.73 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 307 Barra_307 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 9 PG V1

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=1.13 cm2	Az=1.13 cm2	Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm	Iy=0.25 cm4	Iz=0.25 cm4	Ix=0.50 cm4
	Wply=0.56 cm3	Wplz=0.56 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -0.00 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 308 Barra_308 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 9.76 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 16 ELU5 (1+2+3)*1.35+7*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=1.13 cm2	Az=1.13 cm2	Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm	Iy=0.25 cm4	Iz=0.25 cm4	Ix=0.50 cm4
	Wply=0.56 cm3	Wplz=0.56 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -11.83 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 309 Barra_309 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 10.27 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 15 ELU4 (1+2+3)*1.35+6*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: ROND 15

h=1.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=1.13 cm2	Az=1.13 cm2	Ax=1.77 cm2
tw=0.8 cm	Iy=0.25 cm4	Iz=0.25 cm4	Ix=0.50 cm4
	Wply=0.56 cm3	Wplz=0.56 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -0.93 kN
Nt,Rd = 48.60 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 356 Arriostramiento_356 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 25 ELU14 (1+2+3)*1.35+(6+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 10.28 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 357 Arriostramiento_357 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 37 ELU26 (1+2+3)*1.35+7*0.90+(8+10)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.32 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN
CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.08 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 358 Arriostramiento_358 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 32 ELU21 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -4.52 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 359 Arriostramiento_359 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.18 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 25 ELU14 (1+2+3)*1.35+(6+10+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -7.06 kN

Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 360 Arriostramiento_360 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.99 kN

Nc,Rd = 408.72 kN

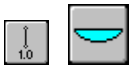
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

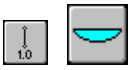


PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 361 Arriostramiento_361 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

 **PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2**

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.04 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

 **PARAMETROS DE ALABEO:**

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

 respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 362 Arriostramiento_362 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -3.52 kN
Nt,Rd = 408.72 kN
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 363 Arriostramiento_363 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

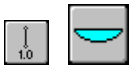
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.22 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



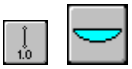
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 364 Arriostramiento_364 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.31 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 365 Arriostramiento_365 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -2.93 kN

Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION

= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 366 Arriostramiento_366 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 2.18 kN

Nc,Rd = 408.72 kN

Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION

= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20
Lamy = 182.17	

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamz = 182.17	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 367 Arriostramiento_367 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -3.70 kN
Nt,Rd = 408.72 kN
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:
respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 368 Arriostramiento_368 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 35 ELU24 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+10+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

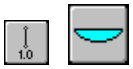
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 2.13 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



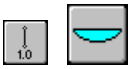
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17



respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.03 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 369 Arriostramiento_369 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.43 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.69 m	Lam_y = 2.10	Lz = 8.69 m	Lam_z = 2.10
Lcr,y = 8.69 m	Xy = 0.20	Lcr,z = 8.69 m	Xz = 0.20
Lamy = 182.17		Lamz = 182.17	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 370 Arriostramiento_370 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.69 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.33 kN

Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 83.35 kN

CLASE DE LA SECCION
= 2

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 8.69 m Lam_y = 2.10
Lcr,y = 8.69 m Xy = 0.20
Lamy = 182.17

respecto al eje z:

Lz = 8.69 m Lam_z = 2.10
Lcr,z = 8.69 m Xz = 0.20
Lamz = 182.17

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 182.17 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 182.17 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 371 Arriostramiento_371 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=12.0 cm Ay=7.43 cm2 Az=7.43 cm2 Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm Iy=338.10 cm4 Iz=338.10 cm4 Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm Wply=65.50 cm3 Wplz=65.50 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -6.04 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION
= 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 372 Arriostramiento_372 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = -4.80 kN
Nt,Rd = 408.72 kN

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 373 Arriostramiento_373 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 34 ELU23 (1+2+3)*1.35+6*0.90+(8+9+11)*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

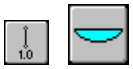
FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 7.38 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



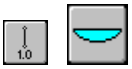
PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m Lam_y = 2.05
Lcr,y = 8.49 m Xy = 0.21
Lamy = 177.91



respecto al eje z:

Lz = 8.49 m Lam_z = 2.05
Lcr,z = 8.49 m Xz = 0.21
Lamz = 177.91

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.08 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 374 Arriostramiento_374 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 8.49 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 21 ELU10 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: TCAR 120x3.2

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=7.43 cm2	Az=7.43 cm2	Ax=14.86 cm2
tw=0.3 cm	Iy=338.10 cm4	Iz=338.10 cm4	Ix=516.00 cm4
tf=0.3 cm	Wply=65.50 cm3	Wplz=65.50 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 9.57 kN
Nc,Rd = 408.72 kN
Nb,Rd = 87.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 2



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

Ly = 8.49 m	Lam_y = 2.05	Lz = 8.49 m	Lam_z = 2.05
Lcr,y = 8.49 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 8.49 m	Xz = 0.21
Lamy = 177.91		Lamz = 177.91	



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 177.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 177.91 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.11 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 375 Oficina_375 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.25 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 16 ELU5 (1+2+3)*1.35+7*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

-

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 6.12 kN	My,Ed = -5.57 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN	My,Ed,max = -5.57 kN*m	Mz,Ed,max = 0.01 kN*m	Vy,T,Rd = 499.33 kN
Nb,Rd = 192.99 kN	My,c,Rd = 133.11 kN*m	Mz,c,Rd = 26.66 kN*m	Vz,Ed = -3.21 kN
	MN,y,Rd = 133.11 kN*m	MN,z,Rd = 26.66 kN*m	Vz,T,Rd = 351.48 kN
	Mb,Rd = 55.15 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 67.20 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.41
Lcr,low=6.25 m	Lam_LT = 1.41	fi,LT = 1.62	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

Ly = 6.25 m	Lam_y = 0.64	Lz = 6.25 m	Lam_z = 2.38
Lcr,y = 6.25 m	Xy = 0.87	Lcr,z = 6.25 m	Xz = 0.15
Lamy = 55.68	kyy = 1.02	Lamz = 206.75	kyz = 0.75

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.11 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.09 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas (COORDENADAS LOCALES):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 7 Viento Y+ 29 m/s (f =1.00) Simulación

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 376 Oficina_376 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.25 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 28 ELU17 (1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 4.46 kN	My,Ed = -3.33 kN*m	Mz,Ed = -0.04 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN	My,Ed,max = -3.33 kN*m	Mz,Ed,max = -0.04 kN*m	Vy,T,Rd = 499.34 kN
Nb,Rd = 192.99 kN	My,c,Rd = 133.11 kN*m	Mz,c,Rd = 26.66 kN*m	Vz,Ed = -2.03 kN
	MN,y,Rd = 133.11 kN*m	MN,z,Rd = 26.66 kN*m	Vz,T,Rd = 351.48 kN
	Mb,Rd = 55.15 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 67.20 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.41
Lcr,low=6.25 m	Lam_LT = 1.41	fi,LT = 1.62	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.25 m	Lam_y = 0.64	Lz = 6.25 m	Lam_z = 2.38
Lcr,y = 6.25 m	Xy = 0.87	Lcr,z = 6.25 m	Xz = 0.15
Lamy = 55.68	kyy = 1.02	Lamz = 206.75	kyz = 0.73

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.06 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 51 ELS11 6*0.60+(8+10)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 41 ELS1 (1+2+3)*1.00

Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 377 Oficina_377 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.25 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 16 ELU5 (1+2+3)*1.35+7*1.50

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

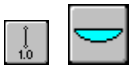
N,Ed = 3.54 kN	My,Ed = -3.26 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN	My,Ed,max = -3.26 kN*m	Mz,Ed,max = 0.01 kN*m	Vy,T,Rd = 499.35 kN
Nb,Rd = 192.99 kN	My,c,Rd = 133.11 kN*m	Mz,c,Rd = 26.66 kN*m	Vz,Ed = -2.06 kN
	MN,y,Rd = 133.11 kN*m	MN,z,Rd = 26.66 kN*m	Vz,T,Rd = 351.49 kN
	Mb,Rd = 55.15 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1



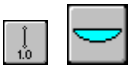

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 67.20 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.41
Lcr,low=6.25 m	Lam_LT = 1.41	fi,LT = 1.62	

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.25 m	Lam_y = 0.64	Lz = 6.25 m	Lam_z = 2.38
Lcr,y = 6.25 m	Xy = 0.87	Lcr,z = 6.25 m	Xz = 0.15
Lamy = 55.68	kyy = 1.01	Lamz = 206.75	kyz = 0.72

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.06 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.05 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 52 ELS12 6*0.60+(8+11)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 41 ELS1 (1+2+3)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES): *No analizado*

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:
BARRA: 378 Oficina_378 **PUNTOS:** 6 **COORDENADA:** x = 1.00 L = 6.25 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 27 ELU16 (1+2+3)*1.35+(7+10)*1.50+8*0.75

MATERIAL:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm2	Az=22.14 cm2	Ax=45.94 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm4	Iz=419.87 cm4	Ix=14.93 cm4
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm3	Wplz=96.95 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.90 kN	My,Ed = -7.52 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 1263.49 kN	My,Ed,max = -7.52 kN*m	Mz,Ed,max = 0.02 kN*m	Vy,T,Rd = 499.31 kN
Nb,Rd = 192.99 kN	My,c,Rd = 133.11 kN*m	Mz,c,Rd = 26.66 kN*m	Vz,Ed = -3.04 kN
	MN,y,Rd = 133.11 kN*m	MN,z,Rd = 26.66 kN*m	Vz,T,Rd = 351.47 kN
	Mb,Rd = 55.15 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			CLASE DE LA SECCION = 1




PARAMETROS DE ALABEO:

z = 0.00	Mcr = 67.20 kN*m	Curva,LT - a	XLT = 0.41
Lcr,low=6.25 m	Lam_LT = 1.41	fi,LT = 1.62	

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 6.25 m	Lam_y = 0.64	Lz = 6.25 m	Lam_z = 2.38
Lcr,y = 6.25 m	Xy = 0.87	Lcr,z = 6.25 m	Xz = 0.15
Lamy = 55.68	kyy = 1.00	Lamz = 206.75	kyz = 0.73

 respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 55.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 206.75 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.14 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.14 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.08 < 1.00 (6.3.3.(4))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

 ***Flechas (COORDENADAS LOCALES):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Viento X+ 29 m/s (f =1.00) Simulación
uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 66 ELS26 (7+10)*1.00+8*0.50

 ***Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):*** *No analizado*

Perfil correcto !!!

5.8.- GESTIÓN DE RESIDUOS

De acuerdo con el artículo 4 del RD 105/2008, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición, y junto al artículo 7 del Decreto 72/2010, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición en la Comunidad Autónoma de Cantabria, se presenta el presente Estudio de Gestión de Residuos de Construcción y Demolición, conforme a lo dispuesto en el art. 4, con el siguiente contenido:

- Identificación de la obra.
- Identificación de los residuos y estimación de la cantidad a generar. (según Orden MAM/304/2002).
- Medidas a adoptar para la prevención de residuos en la obra objeto del proyecto.
- Operaciones de reutilización, valoración o eliminación a que se destinarán los residuos que se generarán en la obra.
- Medidas a adoptar para la separación de los residuos en obra.
- Instalaciones previstas para el almacenamiento, manejo, separación y, en su caso, otras operaciones de gestión de los residuos de construcción y demolición dentro de la obra.

5.8.1.- Identificación de la obra

A continuación se recoge la principal información relativa a la obra, dígase:

Fase de Proyecto. Proyecto de Ejecución.

Tipo de obra. Nueva Construcción.

Situación. Bo. La Estación, Orejo.

Proyecto. Nave Industrial con Puente Grúa.

Promotor. Universidad de Cantabria.

Generador de los Residuos. Titular de la licencia urbanística de la obra de construcción.

5.8.2.- Identificación y estimación de los residuos

A continuación, se procederá a estimar los residuos que van a generarse durante la ejecución del proyecto. Se procederá a la identificación de los mismos, codificados con arreglo a la Lista Europea de Residuos (LER) publicada por Orden MAM/304/2002 de 8 de febrero o sus modificaciones posteriores.

- **Generalidades**

Los trabajos de construcción de una obra dan lugar a una amplia variedad de residuos, de los cuales sus características y cantidad dependen de la fase de construcción y del tipo de trabajo ejecutado.

Es necesario identificar los trabajos previstos en la obra con el fin de contemplar el tipo y el volumen de residuos que se producirán, organizar los contenedores e ir adaptando esas decisiones a medida que avanza la ejecución de los trabajos. En efecto, en cada fase del proceso debe planificarse la manera adecuada de gestionar los residuos, hasta el punto de que, antes de que se produzcan éstos, deberá decidirse si pueden reducirse, reutilizarse y reciclarse.

La previsión incluso alcanzará a la gestión de los residuos del comedor del personal y de otras actividades, que si bien no son propiamente de ejecución, se originarán durante el transcurso de la obra: reciclar los residuos de papel de las oficinas, los toners y tinta de las impresoras y fotocopiadoras, los residuos biológicos, etc.

- **Clasificación y descripción de los residuos**

Los residuos van a clasificarse en los siguientes dos niveles:

RCDs de Nivel I.- Residuos generados por el desarrollo de las obras de infraestructura de ámbito local o supramunicipal contenidas en los diferentes planes de actuación urbanística o planes de desarrollo de carácter regional, siendo resultado de los excedentes de excavación de los movimientos de tierra generados en el transcurso de dichas obras. Se trata, por tanto, de las tierras y materiales pétreos, no contaminados, procedentes de obras de excavación.

RCDs de Nivel II.- Residuos generados principalmente en las actividades propias del sector de la construcción, de la demolición, de la reparación domiciliaria y de la implantación de servicios.

En ambos casos, son residuos no peligrosos que no experimentan transformaciones físicas, químicas o biológicas significativas.

Estos residuos, considerados como inertes, no son solubles ni combustibles, ni reaccionan física ni químicamente ni de ninguna otra manera, ni son biodegradables, ni afectan negativamente a otras materias con las que entran en contacto de forma que puedan dar lugar a contaminación del medio ambiente o perjudicar a la salud humana. Se contemplan los procedentes de obras de construcción y demolición, incluidos los de obras menores de construcción y reparación domiciliaria sometidas a licencia municipal o no.

Los residuos generados serán tan solo los marcados a continuación los cuales vienen recogidos en la Lista Europea establecida en la Orden MAM/304/2002. No se considerarán incluidos en el cómputo general los materiales que no superen 1 m³ de aporte y no sean considerados peligrosos y requieran por tanto un tratamiento especial.

La inclusión de un material en la lista no significa que éste sea un residuo en todas las circunstancias. Un material sólo se considera residuo cuando se ajusta a la definición de residuo de la letra a) del artículo 1 de la Directiva 75/442/CEE; es decir, cualquier sustancia u objeto del cual se desprenda su poseedor o tenga la obligación de desprenderse en virtud de las disposiciones nacionales en vigor.

RCDs Nivel I		
	1. TIERRAS Y PÉTROS DE LA EXCAVACIÓN	
X	17 05 04	Tierras y piedras distintas de las especificadas en el código 17 05 03
	17 05 06	Lodos de drenaje distintos de los especificados en el código 17 05 06
	17 05 08	Balasto de vías férreas distinto del especificado en el código 17 05 07
RCDs Nivel II		
	RCD: Naturaleza no pétrea	
	1. Asfalto	
X	17 03 02	Mezclas bituminosas distintas a las del código 17 03 01
	2. Madera	
X	17 02 01	Madera
	3. Metales	
	17 04 01	Cobre, bronce, latón
X	17 04 02	Aluminio
	17 04 03	Plomo
	17 04 04	Zinc
X	17 04 05	Hierro y Acero
	17 04 06	Estaño
	17 04 06	Metales mezclados
X	17 04 11	Cables distintos de los especificados en el código 17 04 10
	4. Papel	
X	20 01 01	Papel
	5. Plástico	
X	17 02 03	Plástico
	6. Vidrio	
X	17 02 02	Vidrio
	7. Yeso	
X	17 08 02	Materiales de construcción a partir de yeso distintos a los del código 17 08 01

	RCD: Naturaleza pétrea	
	1. Arena Grava y otros áridos	
X	01 04 08	Residuos de grava y rocas trituradas distintos de los mencionados en el código 01 04 07
X	01 04 09	Residuos de arena y arcilla

	2. Hormigón	
X	17 01 01	Hormigón

	3. Ladrillos , azulejos y otros cerámicos	
X	17 01 02	Ladrillos
X	17 01 03	Tejas y materiales cerámicos
X	17 01 07	Mezclas de hormigón, ladrillos, tejas y materiales cerámicos distintas de las especificadas en el código 17 01 06.

	4. Piedra	
X	17 09 04	RDCs mezclados distintos a los de los códigos 17 09 01, 02 y 03

	RCD: Potencialmente peligrosos y otros	
	1. Basuras	
X	20 02 01	Residuos biodegradables
X	20 03 01	Mezcla de residuos municipales

	RCD: Potencialmente peligrosos y otros	
	1. Basuras	
X	20 02 01	Residuos biodegradables
X	20 03 01	Mezcla de residuos municipales

	2. Potencialmente peligrosos y otros	
	17 01 06	mezcal de hormigón, ladrillos, tejas y materiales cerámicos con sustancias peligrosas (SP's)
X	17 02 04	Madera, vidrio o plastico con sustancias peligrosas o contaminados por ellas
	17 03 01	Mezclas bituminosas que contienen alquitran de hulla
X	17 03 03	Alquitrán de hulla y productos alquitranados
	17 04 09	Residuos metálicos contaminados con sustancias peligrosas
	17 04 10	Cables que contienen hidrocarburos, alquitran de hulla y otras SP's
	17 06 01	Materiales de aislamiento que contienen Amianto
	17 06 03	Otros materiales de aislamiento que contienen sustancias peligrosas
	17 06 05	Materiales de construcción que contienen Amianto
	17 08 01	Materiales de construcción a partir de yeso contaminados con SP's
	17 09 01	Residuos de construcción y demolición que contienen mercúrio
	17 09 02	Residuos de construcción y demolición que contienen PCB's
	17 09 03	Otros residuos de construcción y demolición que contienen SP's
X	17 06 04	Materiales de aislamientos distintos de los 17 06 01 y 03
	17 05 03	Tierras y piedras que contienen SP's
	17 05 05	Lodos de drenaje que contienen sustancias peligrosas
	17 05 07	Balastro de vías férreas que contienen sustancias peligrosas
X	15 02 02	Absorventes contaminados (trapos,...)
	13 02 05	Aceites usados (minerales no clorados de motor,...)
	16 01 07	Filtros de aceite
	20 01 21	Tubos fluorescentes
	16 06 04	Pilas alcalinas y salinas
	16 06 03	Pilas botón
X	15 01 10	Envases vacíos de metal o plastico contaminado
X	08 01 11	Sobrantes de pintura o barnices
X	14 06 03	Sobrantes de disolventes no halogenados
X	07 07 01	Sobrantes de desengrasantes
X	15 01 11	Aerosoles vacios
	16 06 01	Baterías de plomo
	13 07 03	Hidrocarburos con agua
	17 09 04	RDCs mezclados distintos cádigos 17 09 01, 02 y 03

- **Estimación de los residuos a generar**

La estimación de los residuos se realizará en función de la categorías indicadas anteriormente y expresadas en toneladas y metros cúbicos tal y como establece el RD 105/2008.

Al ser una obra nueva y en ausencia de datos más contrastados se manejan parámetros estimativos estadísticos de 10 cm de altura de mezcla de residuos por m² construido, con una densidad de 1.2 Tn/m³.

En base a estos datos, la estimación completa de residuos en la obra es la siguiente:

Estimación de residuos en OBRA NUEVA			
Superficie Construida total	2250,00	m²	
Volumen de resíduos (S x 0,10)	225,00	m³	
Densidad tipo (entre 1,5 y 0,5 T/m³)	1,00	Tn/m³	
Toneladas de residuos	225,00	Tn	
Estimación de volumen de tierras procedentes de la excavación y urbanización a vertedero	11868,90	m³	
Presupuesto estimado de la obra	1,662,821,56	€	
Presupuesto de movimiento de tierras en	274,169,44	€	(entre 1,00 - 2,50 % del PEM)

Con el dato estimado de RCDs por metro cuadrado de construcción y en base a los estudios realizados para obras similares de la composición en peso de los RCDs que van a sus vertederos plasmados en el Plan Nacional de RCDs 2001-2006, se consideran los siguientes pesos y volúmenes en función de la tipología de residuo:

RCDs Nivel I		Tn	d	V
Evaluación teórica del peso por tipología de RDC		Toneladas de cada tipo de RDC	Densidad tipo (entre 1,5 y 0,5)	m³ Volumen de Residuos
1. TIERRAS Y PÉTROS DE LA EXCAVACIÓN				
Tierras y pétreos procedentes de la excavación estimados directamente desde los datos de proyecto		17803,35	1,50	11868,90

RCDs Nivel II		
	RCD: Naturaleza no pétrea	
	1. Asfalto	
X	17 03 02	Mezclas bituminosas distintas a las del código 17 03 01
	2. Madera	
X	17 02 01	Madera
	3. Metales	
	17 04 01	Cobre, bronce, latón
X	17 04 02	Aluminio
	17 04 03	Plomo
X	17 04 04	Zinc
X	17 04 05	Hierro y Acero
	17 04 06	Estaño
	17 04 06	Metales mezclados
X	17 04 11	Cables distintos de los especificados en el código 17 04 10
	4. Papel	
X	20 01 01	Papel
	5. Plástico	
X	17 02 03	Plástico
	6. Vidrio	
X	17 02 02	Vidrio
	7. Yeso	
X	17 08 02	Materiales de construcción a partir de yeso distintos a los del código 17 08 01

5.8.3.- Medidas para la prevención de los residuos

Se establecen las siguientes pautas las cuales deben interpretarse como una clara estrategia por parte del poseedor de los residuos, aportando la información dentro del Plan de Gestión de Residuos, que él estime conveniente en la Obra para alcanzar los siguientes objetivos.

- **Minimizar y reducir las cantidades de materias primas que se utilizan y de los residuos que se originan son aspectos prioritarios en las obras.**

  Hay que prever la cantidad de materiales que se necesitan para la ejecución de la obra. Un exceso de materiales, además de ser costoso, es origen de un mayor volumen de residuos sobrantes de ejecución. También es necesario prever el acopio de los materiales fuera de zonas de tránsito de la obra, de forma que permanezcan bien embalados y protegidos hasta el momento de su utilización, con el fin de evitar residuos procedentes de la rotura de piezas.

- **Los residuos que se originan deben ser gestionados de la manera más eficaz para su valorización.**

  Es necesario prever en qué forma se va a llevar a cabo la gestión de todos los residuos que se originan en la obra. Se debe determinar la forma de valorización de los residuos, si

se reutilizarán, reciclarán o servirán para recuperar la energía almacenada en ellos. El objetivo es poder disponer de los medios y trabajos necesarios para que los residuos resultantes estén en las mejores condiciones para su valorización.

- **Fomentar la clasificación de los residuos que se producen de manera que sea más fácil su valorización y gestión en el vertedero.**

  La recogida selectiva de los residuos es tan útil para facilitar su valorización como para mejorar su gestión en el vertedero. Así, los residuos, una vez clasificados pueden enviarse a gestores especializados en el reciclaje o deposición de cada uno de ellos, evitándose en consecuencia, transportes innecesarios porque los residuos sean excesivamente heterogéneos o porque contengan materiales no admitidos por el vertedero o la central recicladora.

- **Elaborar criterios y recomendaciones específicas para la mejora de la gestión.**

  No se puede realizar una gestión de residuos eficaz si no se conocen las mejores posibilidades para su gestión. Se trata, por tanto, de analizar las condiciones técnicas necesarias y, antes de empezar los trabajos, definir un conjunto de prácticas para una buena gestión de la obra, y que el personal deberá cumplir durante la ejecución de los trabajos.

- **Planificar la obra teniendo en cuenta las expectativas de generación de residuos y de su eventual minimización o reutilización.**

  Se deben identificar, en cada una de las fases de la obra, las cantidades y características de los residuos que se originarán en el proceso de ejecución, con el fin de hacer una previsión de los métodos adecuados para su minimización o reutilización y de las mejores alternativas para su deposición.

  Es necesario que las obras vayan planificándose con estos objetivos, porque la evolución nos conduce hacia un futuro con menos vertederos, cada vez más caros y alejados.

- **Disponer de un directorio de los compradores de residuos, vendedores de materiales reutilizados y recicladores más próximos.**

  La información sobre las empresas de servicios e industriales dedicadas a la gestión de residuos es una base imprescindible para planificar una gestión eficaz.

- **El personal de la obra que participa en la gestión de los residuos debe tener una formación suficiente sobre los aspectos administrativos necesarios.**

  El personal debe recibir la formación necesaria para ser capaz de rellenar partes de transferencia de residuos al transportista (apreciar cantidades y características de los

residuos), verificar la calificación de los transportistas y supervisar que los residuos no se manipulan de modo que se mezclen con otros que deberían ser depositados en vertederos especiales.

- **La reducción del volumen de residuos reporta un ahorro en el coste de su gestión.**

  El coste actual de vertido de los residuos no incluye el coste ambiental real de la gestión de éstos. Hay que tener en cuenta que cuando se originan residuos también se producen otros costes directos, como los de almacenamiento en la obra, carga y transporte; así como se generan otros costes indirectos, los de los nuevos materiales que ocuparán el lugar de los residuos que podrían haberse reciclado en la propia obra, cuya puesta en obra dará lugar a nuevos residuos. Además, hay que considerar la pérdida de los beneficios que se podían haber alcanzado si se hubiera recuperado el valor potencial de los residuos al ser utilizados como materiales reciclados.

- **Los contratos de suministro de materiales deben incluir un apartado en el que se defina claramente que el suministrador de los materiales y productos de la obra se hará cargo de los embalajes en que se transportan hasta ella.**

  Se trata de hacer responsable de la gestión a quien origina el residuo. Esta prescripción administrativa de la obra también tiene un efecto disuasorio sobre el derroche de los materiales de embalaje que padecemos.

- **Los contenedores, sacos, depósitos y demás recipientes de almacenaje y transporte de los diversos residuos deben estar etiquetados debidamente.**

  Los residuos deben ser fácilmente identificables para los que trabajan con ellos y para todo el personal de la obra. Por consiguiente, los recipientes que los contienen deben ir etiquetados, describiendo con claridad la clase y características de los residuos. Estas etiquetas tendrán el tamaño y disposición adecuada, de forma que sean visibles, inteligibles y duraderas, esto es, capaces de soportar el deterioro de los agentes atmosféricos y el paso del tiempo.

5.8.4.- Operaciones de reutilización, valoración o eliminación a que se destinarán los residuos que se generarán en la obra

A continuación, se refieren los doferentes tipos de residuos que se encontrarán en la obra, así como la cantidad de los mismos y el tratamiento que recibirán.

- **Destino previsto para los residuos no reutilizables ni valorizables “in situ”.**

Las empresas de Gestión y tratamiento de residuos estarán en todo caso autorizadas por el Gobierno de Cantabria para la gestión de residuos no peligrosos, indicándose por parte del poseedor de los residuos el destino previsto para estos residuos.

Se indican a continuación las características y cantidad de cada tipo de residuos.

	1. TIERRAS Y PÉTROS DE LA EXCAVACIÓN		Tratamiento	Destino	Cantidad
X	17 05 04	Tierras y piedras distintas de las especificadas en el código 17 05 03	Sin tratamiento esp.	Restauración / Vertedero	17803,35
	17 05 06	Lodos de drenaje distintos de los especificados en el código 17 05 06	Sin tratamiento esp.	Restauración / Vertedero	0,00
	17 05 08	Balasto de vías férreas distinto del especificado en el código 17 05 07	Sin tratamiento esp.	Restauración / Vertedero	0,00

RCDs Nivel II

	RCD: Naturaleza no pétrea		Tratamiento	Destino	Cantidad	
	1. Asfalto					
X	17 03 02	Mezclas bituminosas distintas a las del código 17 03 01	Reciclado	Planta de reciclaje RCD	13,50	Total tipo RCD
	2. Madera					
X	17 02 01	Madera	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	4,50	Total tipo RCD
	3. Metales					
	17 04 01	Cobre, bronce, latón	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,00	0,10
X	17 04 02	Aluminio	Reciclado		3,54	0,07
	17 04 03	Plomo			0,00	0,05
X	17 04 04	Zinc			7,59	0,15
X	17 04 05	Hierro y Acero	Reciclado		34,43	Diferencia tipo RCD
	17 04 06	Estaño			0,00	0,10
	17 04 06	Metales mezclados	Reciclado		0,00	0,25
X	17 04 11	Cables distintos de los especificados en el código 17 04 10	Reciclado		5,06	0,10
	4. Papel					
X	20 01 01	Papel	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,68	Total tipo RCD
	5. Plástico					
X	17 02 03	Plástico	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,68	Total tipo RCD
	6. Vidrio					
X	17 02 02	Vidrio	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,30	Total tipo RCD
	7. Yeso					
X	17 08 02	Materiales de construcción a partir de yeso distintos a los del código 17 08 01	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	1,13	Total tipo RCD

	RCD: Naturaleza pétrea		Tratamiento	Destino	Cantidad	
	1. Arena Grava y otros áridos					
X	01 04 08	Residuos de grava y rocas trituradas distintos de los mencionados en el código 01 04 07	Reciclado	Planta de reciclaje RCD	4,50	1,00
X	01 04 09	Residuos de arena y arcilla	Reciclado	Planta de reciclaje RCD	0,00	Diferencia tipo RCD
	2. Hormigón					
X	17 01 01	Hormigón	Reciclado / Vertedero	Planta de reciclaje RCD	45,00	Total tipo RCD
	3. Ladrillos , azulejos y otros cerámicos					
X	17 01 02	Ladrillos	Reciclado	Planta de reciclaje RCD	23,63	0,35
X	17 01 03	Tejas y materiales cerámicos	Reciclado	Planta de reciclaje RCD	27,00	Diferencia tipo RCD
X	17 01 07	Mezclas de hormigón, ladrillos, tejas y materiales cerámicos distintas de las especificadas en el código 1 7 01 06.	Reciclado / Vertedero	Planta de reciclaje RCD	16,88	0,25
	4. Piedra					
X	17 03 04	RDCs mezclados distintos a los de los códigos 17 03 01, 02 y 03	Reciclado		11,25	Total tipo RCD

	RCD: Potencialmente peligrosos y otros		Tratamiento	Destino	Cantidad	
	1. Basuras					
X	20 02 01	Residuos biodegradables	Reciclado / Vertedero	Planta de reciclaje RSU	5,51	0,35
X	20 03 01	Mezcla de residuos municipales	Reciclado / Vertedero	Planta de reciclaje RSU	10,24	Diferencia tipo RCD

	2. Potencialmente peligrosos y otros					
	17 01 06	mezcal de hormigón, ladrillos, tejas y materiales cerámicos con sustancias peligrosas (SP's)	Depósito Seguridad		0,00	0,01
X	17 02 04	Madera, vidrio o plastico con sustancias peligrosas o contaminadas por ellas	Tratamiento Fco-Qco		0,03	0,01
	17 03 01	Mezclas bituminosas que contienen alquitran de hulla	Depósito / Tratamiento		0,00	0,04
X	17 03 03	Alquitrán de hulla y productos alquitranados	Depósito / Tratamiento		0,14	0,02
	17 04 09	Residuos metálicos contaminados con sustancias peligrosas	Tratamiento Fco-Qco		0,00	0,01
	17 04 10	Cables que contienen hidrocarburos, alquitran de hulla y otras SP's	Tratamiento Fco-Qco	Gestor autorizado RPs	0,00	0,20
	17 06 01	Materiales de aislamiento que contienen Amianto	Depósito Seguridad		0,00	0,01
	17 06 03	Otros materiales de aislamiento que contienen sustancias peligrosas	Depósito Seguridad		0,00	0,01
	17 06 05	Materiales de construcción que contienen Amianto	Depósito Seguridad		0,00	0,01
	17 08 01	Materiales de construcción a partir de yeso contaminados con SP's	Tratamiento Fco-Qco		0,00	0,01
	17 09 01	Residuos de construcción y demolición que contienen mercúrio	Depósito Seguridad		0,00	0,01
	17 09 02	Residuos de construcción y demolición que contienen PCB's	Depósito Seguridad		0,00	0,01
	17 09 03	Otros residuos de construcción y demolición que contienen SP's	Depósito Seguridad		0,00	0,01
X	17 06 04	Materiales de aislamientos distintos de los 17 06 01 y 03	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,03	0,01
	17 05 03	Tierras y piedras que contienen SP's	Tratamiento Fco-Qco		0,00	0,01
	17 05 05	Lodos de drenaje que contienen sustancias peligrosas	Tratamiento Fco-Qco		0,00	0,01
	17 05 07	Balastro de vías férreas que contienen sustancias peligrosas	Depósito / Tratamiento		0,00	0,01
X	15 02 02	Absorventes contaminados (trapos,...)	Depósito / Tratamiento		0,03	0,01
	13 02 05	Aceites usados (minerales no clorados de motor,...)	Depósito / Tratamiento		0,00	0,02
	16 01 07	Filtros de aceite	Depósito / Tratamiento		0,00	0,01
	20 01 21	Tubos fluorescentes	Depósito / Tratamiento		0,00	0,02
	16 06 04	Pilas alcalinas y salinas	Depósito / Tratamiento	Gestor autorizado RPs	0,00	0,01
	16 06 03	Pilas botón	Depósito / Tratamiento		0,00	0,01
X	15 01 10	Envases vacíos de metal o plastico contaminado	Depósito / Tratamiento		5,54	Diferencia tipo RCD
X	08 01 11	Sobrantes de pintura o barnices	Depósito / Tratamiento		1,80	0,20
X	14 06 03	Sobrantes de disolventes no halogenados	Depósito / Tratamiento		0,14	0,02
X	07 07 01	Sobrantes de desencofrantes	Depósito / Tratamiento		0,68	0,08
X	15 01 11	Aerosoles vacios	Depósito / Tratamiento		0,45	0,05
	16 06 01	Baterías de plomo	Depósito / Tratamiento		0,00	0,01
	13 07 03	Hidrocarburos con agua	Depósito / Tratamiento		0,00	0,05
	17 09 04	RDCs mezclados distintos códigos 17 09 01, 02 y 03	Depósito / Tratamiento	Restauración / Vertedero	0,00	0,02

- **Proceso de gestión de residuos sólidos, inertes y materiales de construcción.**

  De manera esquemática, el proceso a seguir en la Planta de Tratamiento es el siguiente:

  - Recepción del material bruto.
  - Separación de Residuos Orgánicos, Tóxicos y Peligrosos (y envío a vertedero o gestores autorizados, respectivamente).
  - Stokaje y reutilización de tierras de excavación aptas para su uso.
  - Separación de maderas, plásticos cartones y férricos (reciclado).
  - Tratamiento del material apto para el reciclado y su clasificación.
  - Reutilización del material reciclado (áridos y restauraciones paisajísticas).
  - Eliminación de los inertes tratados no aptos para el reciclado y sobrantes del reciclado no utilizado.

  La planta de tratamiento dispondrá de todos los equipos necesarios de separación para llevar a cabo el proceso descrito. Además, contará con una extensión, lo suficientemente amplia, para la eliminación de los inertes tratados, en la cual puedan depositarse los rechazos generados en el proceso, así como los excedentes del reciclado.

5.8.5.- Medidas a adoptar para la separación de los residuos en obra

En base al artículo 5.5 del RD 105/2008, los residuos de construcción y demolición no deberán separarse, ya que de forma individualizada para cada una de dichas fracciones la cantidad prevista de generación para el total de la obra es inferior a las siguientes cantidades:

Hormigón	80,00 T
Ladrillos, tejas, cerámicos	40,00 T
Metales	2,00 T
Madera	1,00 T
Vidrio	1,00 T
Plásticos	0,50 T
Papel y cartón	0,50 T

Medidas empleadas.

	Eliminación previa de elementos desmontables y/o peligrosos
	Derribo separativo / segregación en obra nueva (ej.: pétreos, madera, metales, plásticos + cartón + envases, orgánicos, peligrosos…). Solo en caso de superar las fracciones establecidas en el artículo 5.5 del RD 105/2008
X	Derribo integral o recogida de escombros en obra nueva “todo mezclado”, y posterior tratamiento en planta

5.8.6.- Instalaciones previstas para el almacenamiento, manejo, separación y, en su caso, otras operaciones de gestión de los residuos de construcción y demolición dentro de la obra

Los residuos se recogerán en contenedores para posteriormente ser retirados por las empresas especializadas.

Para el Productor de Residuos. (artículo 4 R.D 105/2008)

- Incluir en el Proyecto de Ejecución de la obra en cuestión un “estudio de gestión de residuos” el cual ha de contener como mínimo:

a) Estimación de los residuos que se van a generar.

b) Las medidas para la prevención de estos residuos.

c) Las operaciones encaminadas a la posible reutilización y separación de éstos.

d) Planos de instalaciones previstas para el almacenaje, manejo, separación, etc.

e) Pliego de Condiciones.

f) Valoración del coste previsto de la gestión de los residuos, en capítulo específico.

- En obras de demolición, rehabilitación, reparación o reforma, hacer un inventario de los residuos peligrosos, así como su retirada selectiva con el fin de evitar la mezcla entre ellos o con otros residuos no peligrosos, y asegurar su envío a gestores autorizados de residuos peligrosos.
- Disponer de la documentación que acredite que los residuos han sido gestionados adecuadamente, ya sea en la propia obra, o entregados a una instalación para su posterior tratamiento por Gestor Autorizado. Esta documentación la debe guardar al menos los 5 años siguientes.
- Si fuera necesario, por así exigírselo, constituir la fianza o garantía que asegure el cumplimiento de los requisitos establecidos en la Licencia, en relación con los residuos.

Para el Poseedor de los Residuos en la Obra. (artículo 5 RD 105/2008)

La figura del poseedor de los residuos en la obra es fundamental para una eficaz gestión de los mismos, puesto que está a su alcance tomar las decisiones para la mejor gestión de los residuos y las medidas preventivas para minimizar y reducir los residuos que se originan.

En síntesis, los principios que debe observar son los siguientes:

- Presentar ante el promotor un Plan que refleje cómo llevará a cabo esta gestión, si decide asumirla él mismo, o en su defecto, si no es así, estará obligado a entregarlos a un Gestor de Residuos acreditándolo fehacientemente. Si se los entrega a un intermediario que únicamente ejerza funciones de recogida para entregarlos posteriormente a un Gestor, debe igualmente poder acreditar quién es el Gestor final de estos residuos.
- Este Plan, debe ser aprobado por la Dirección Facultativa, y aceptado por la Propiedad, pasando entonces a ser otro documento contractual de la obra.

- Mientras se encuentren los residuos en su poder, los debe mantener en condiciones de higiene y seguridad, así como evitar la mezcla de las distintas fracciones ya seleccionadas, si esta selección hubiere sido necesaria, pues además establece el articulado a partir de qué valores se ha de proceder a esta clasificación de forma individualizada.

Esta clasificación, que es obligatoria una vez se han sobrepasado determinados valores conforme al material de residuo que sea (indicado en el apartado 3), puede ser dispensada por el Gobierno de Cantabria, de forma excepcional.

Ya en su momento, la Ley 10/1998 de 21 de Abril, de Residuos, en su artículo 14, mencionaba la posibilidad de eximir de la exigencia a determinadas actividades que pudieran realizar esta valorización o de la eliminación de estos residuos no peligrosos en los centros de producción, siempre que las Comunidades Autónomas dictaran normas generales sobre cada tipo de actividad, en las que se fijen los tipos y cantidades de residuos y las condiciones en las que la actividad puede quedar dispensada.

Si el poseedor de los residuos no pudiera por falta de espacio, debe obtener igualmente por parte del Gestor final, un documento que acredite que él lo ha realizado en lugar del Poseedor de los residuos.

- Debe sufragar los costes de gestión, y entregar al Productor (Promotor), los certificados y demás documentación acreditativa.
- En todo momento cumplirá las normas y órdenes dictadas.
- Todo el personal de la obra, del cual es él responsable, conocerá sus obligaciones acerca de la manipulación de los residuos de obra.
- Es necesario disponer de un directorio de compradores/vendedores potenciales de materiales usados o reciclados cercanos a la ubicación de la obra.
- Las iniciativas para reducir, reutilizar y reciclar los residuos en la obra han de ser coordinadas debidamente.
- Animar al personal de la obra a proponer ideas sobre cómo reducir, reutilizar y reciclar residuos.
- Facilitar la difusión, entre todo el personal de la obra, de las iniciativas e ideas que surgen en la propia obra para la mejor gestión de los residuos.
- Informar a los técnicos redactores del proyecto acerca de las posibilidades de aplicación de los residuos en la propia obra o en otra.

- Debe seguirse un control administrativo de la información sobre el tratamiento de los residuos en la obra, y para ello deben conservarse los registros de los movimientos de los residuos dentro y fuera de ella.
- Los contenedores deben estar etiquetados correctamente, de forma que los trabajadores de la obra conozcan dónde deben depositar los residuos.
- Siempre que sea posible, intentar reutilizar y reciclar los residuos de la propia obra antes de optar por usar materiales procedentes de otros solares.

Por otra parte, referir que el personal de obra es responsable de cumplir correctamente todas aquellas órdenes y normas que el responsable de la gestión de los residuos disponga. Pero, además, se puede servir de su experiencia práctica en la aplicación de esas prescripciones para mejorarlas o proponer otras nuevas.

El personal de obra, los cuales están bajo la responsabilidad del Contratista y consecuentemente del Poseedor de los Residuos, estarán obligados a:

- Etiquetar de forma conveniente cada uno de los contenedores que van a usarse en función de las características de los residuos que se depositarán.
- Las etiquetas deben informar sobre qué materiales pueden, o no, almacenarse en cada recipiente. La información debe ser clara y comprensible.
- Las etiquetas deben ser de gran formato y resistentes al agua.
- Utilizar siempre el contenedor apropiado para cada residuo. Las etiquetas se colocan para facilitar la correcta separación de los mismos.
- Separar los residuos a medida que son generados para que no se mezclen con otros y resulten contaminados.
- No colocar residuos apilados y mal protegidos alrededor de la obra ya que, si se tropieza con ellos o quedan extendidos sin control, pueden ser causa de accidentes.
- Nunca sobrecargar los contenedores destinados al transporte. Son más difíciles de maniobrar y transportar, y dan lugar a que caigan residuos, que no acostumbran a ser recogidos del suelo.
- Los contenedores deben salir de la obra perfectamente cubiertos. No se debe permitir que la abandonen sin estarlo porque pueden originar accidentes durante el transporte.
- Para una gestión más eficiente, se deben proponer ideas referidas a cómo reducir, reutilizar o reciclar los residuos producidos en la obra.

- Las buenas ideas deben comunicarse a los gestores de los residuos de la obra para que las apliquen y las compartan con el resto del personal.

5.8.7.- Generalidades

Prescripciones a incluir en el pliego de prescripciones técnicas del proyecto, en relación con el almacenamiento, manejo y, en su caso, otras operaciones de gestión de los residuos de construcción y demolición en obra.

-Gestión de residuos de construcción y demolición

Gestión de residuos según RD 105/2008, realizándose su identificación con arreglo a la Lista Europea de Residuos publicada por Orden MAM/304/2002 de 8 de febrero o sus modificaciones posteriores.

La segregación, tratamiento y gestión de residuos se realizará mediante el tratamiento correspondiente por parte de empresas homologadas mediante contenedores o sacos industriales.

-Certificación de los medios empleados

Es obligación del contratista proporcionar a la Dirección Facultativa de la obra y a la Propiedad de los certificados de los contenedores empleados así como de los puntos de vertido final, ambos emitidos por entidades autorizadas y homologadas por el Gobierno de Cantabria.

-Limpieza de las obras

Es obligación del Contratista mantener limpias las obras y sus alrededores tanto de escombros como de materiales sobrantes, retirar las instalaciones provisionales que no sean necesarias, así como ejecutar todos los trabajos y adoptar las medidas que sean apropiadas para que la obra presente buen aspecto.

-Con carácter Particular:

Prescripciones a incluir en el pliego de prescripciones técnicas del proyecto (se marcan aquellas que sean de aplicación a la obra).

	Para los derribos: se realizarán actuaciones previas tales como apeos, apuntalamientos, estructuras auxiliares…para las partes o elementos peligroso, referidos tanto a la propia obra como a los edificios colindantes. Como norma general, se procurará actuar retirando los elementos contaminados y/o peligrosos tan pronto como sea posible, así como los elementos a conservar o valiosos (cerámicos, mármoles…). Seguidamente se actuará desmontando aquellas partes accesibles de las instalaciones, carpinterías y demás elementos que lo permitan
x	El depósito temporal de los escombros, se realizará bien en sacos industriales iguales o inferiores a 1m³, con la ubicación y condicionado a lo que al respecto establezcan las ordenanzas municipales. Dicho depósito en acopios, también deberá estar en lugares debidamente señalizados y segregados del resto de residuos
x	El depósito temporal para RCDs valorizables (maderas, plásticos, metales, chatarra…) que se realice en contenedores o acopios, se deberá señalizar y segregar del resto de residuos de un modo adecuado.
x	Los contenedores deberán estar pintados en colores que destaquen su visibilidad, especialmente durante la noche, y contar con una banda de material reflectante de al menos 15cm a lo largo de toso su perímetro. En los mismos deberá figurar la siguiente información: Razón social, CIF, teléfono del titular del contenedor / envase y el número de inscripción en el registro de transportistas de residuos. Esta información también deberá quedar reflejada en los sacos industriales y otros medios de contención y almacenaje de residuos.
x	El responsable de la obra a la que presta servicio el contenedor adoptará las medidas necesarias para evitar el depósito de residuos ajenos a la mismo. Los contadores permanecerán cerrados, o cubiertos al menos, fuera del horario de trabajo, para evitar el depósito de residuos ajenos a la obra a la que prestan servicio.
x	En el equipo de obra deberán establecerse los medios humanos, técnicos y procedimientos para la separación d cada tipo de RCD.
x	Se atenderán los criterios municipales establecidos (ordenanzas, condiciones de licencia de obras…), especialmente si obligan a la separación en origen de determinadas materias objeto de reciclaje o deposición. En este último caso se deberá asegurar por parte del contratista realizar una evaluación económica de las condiciones en las que es viable esta operación, tanto por las posibilidades reales de ejecutarla como por disponer de plantas de reciclaje o gestores de RCDs adecuados.

	La Dirección de Obra será la responsable de tomar la última decisión y de su justificación ante las autoridades locales o autonómicas pertinentes.
x	Se deberá asegurar en la contratación de la gestión de los RCDs que el destino final (planta de reciclaje, vertedero, cantera, incineradora…) son centros con la autorización autonómica de la Consejería que tenga atribuciones para ello, así mismo se deberá contratar sólo transportistas o gestores autorizados por dicha Consejería e inscritos en el registro pertinente. Se llevará a cabo un control documental en el que quedarán reflejados los avales de retirada y entrega final de cada transporte de residuos
x	La gestión tanto documental como operativa de los residuos peligrosos que se hallen en una obra de derribo o de nueva planta se regirán conforme a la legislación nacional y autonómica vigente y a los requisitos de las ordenanzas municipales. Asimismo los residuos de carácter urbano generados en las obras (restos de comidas, envases…) serán gestionados acorde con los preceptos marcados por la legislación y autoridad municipal correspondiente.
x	Para el caso de los residuos con amianto se seguirán los pasos marcados por la Orden MAM/304/2002 de 8 de febrero por la que se publican las operaciones de valorización y eliminación de residuos y la lista europea de residuos para poder considerarlos como peligroso o no peligrosos. En cualquier caso siempre se cumplirán los preceptos dictados por el RD 108/1991 de 1 de febrero sobre la prevención y reducción de la contaminación del medio ambiente producida por el amianto, así como la legislación laboral al respecto.
x	Los restos de lavado de canaletas / cubas de hormigón serán tratadas como escombros
x	Se evitará en todo momento la contaminación con productos tóxicos o peligrosos de los plásticos y restos de madera para su adecuada segregación, así como la contaminación de los acopios o contenedores de escombros con componentes peligrosos
x	Las tierras superficiales que pueden tener un uso posterior para jardinería o recuperación de los suelos degradados será retirada y almacenada durante el menor tiempo posible en cabellones de altura no superior a 2 metros. Se evitará la humedad excesiva, la manipulación y la contaminación con otros materiales.
	Otros (indicar)

A continuación se desglosa el capítulo presupuestario correspondiente a la gestión de los residuos de la obra, repartido en función del volumen de cada material.

6.- ESTIMACIÓN DEL COSTE DE TRATAMIENTO DE LOS RCDs (calculo sin fianza)				
Tipología RCDs	Estimación (m³)	Precio gestión en Planta / Vestedero / Cantera / Gestor (€/m³)	Importe (€)	% del presupuesto de Obra
RCDs Nivel I				
Tierras y pétreos de la excavación	11868,90	4,00	47,475,60	2,8551%
Orden 2690/2006 CAM establece límites entre 40 - 60.000 €				**2,8551%**
RCDs Nivel II				
RCDs Naturaleza Pétrea	85,50	6,00	513,00	0,0309%
RCDs Naturaleza no Pétrea	54,67	6,00	328,03	0,0197%
RCDs Potencialmente peligrosos	35,50	6,00	213,00	0,0128%
Presupuesto aconsejado límite mínimo del 0,2% del presuesto de la obra				**0,0634%**
.- RESTO DE COSTES DE GESTIÓN				
8.1.- % Presupuesto hasta cubrir RCD Nivel I			-7,475,60	-0,4496%
8.2.- % Presupuesto hasta cubrir RCD Nivel II			2,271,61	0,1366%
8.3.- % Presupuesto de Obra por costes de gestión, alquileres, etc...			6,651,29	0,4000%
TOTAL PRESUPUESTO PLAN GESTION RCDs			**49,976,93**	**3,0055%**

Para los RCDs de Nivel I se utilizarán los datos de las mediciones realizadas, mientras que para los de Nivel II se emplean los datos del apartado de Estudio de Gestión de Residuos.

Se establecen los siguientes precios obtenidos de análisis de obras de características similares, si bien, el contratista posteriormente se podrá ajustar a la realidad de los precios finales de contratación y especificar los costes de gestión de los RCDs de Nivel II por las categorías LER (Lista Europea de Residuos según Orden MAM 304/2002/) si así lo considerase necesario. Además de las cantidades arriba indicadas, se establecen otros "Costes de Gestión", que incluyen los siguientes:

- Porcentaje del presupuesto de obra que se asigna si el coste del movimiento de tierras y pétreos del proyecto supera un cierto valor desproporcionado con respecto al PEM total de la Obra.
- Porcentaje del presupuesto de obra asignado hasta completar el mínimo porcentaje conforme al PEM de la obra.
- Estimación del porcentaje del presupuesto de obra del resto de costes de la Gestión de Residuos, tales como alquileres, portes, maquinaria, mano de obra y medios auxiliares en general.

Como resumen a este estudio de gestión de residuos, en la obra se generarán 11869 m³ de tierras que se llevarán a vertedero y 54.67 m³ de residuos que serán recogidos en obra. La diferencia hasta el presupuesto asignado en obra a la gestión de residuos son los gastos correspondientes a la carga y transporte de los residuos así como alquileres, gestiones.

5.9.- SEGURIDAD CONTRA INCENDIO

A continuación, se van a establecer reglas y procedimientos que permiten cumplir las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio. Para ello, se seguirá la normativa en cuestión, Documento Básico de Seguridad en Caso de Incendio, dividido en exigencias básicas SI 1 a SI 6.

Las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio (SI) son las siguientes:

Primera: El objetivo del requisito básico "Seguridad en caso de incendio" consiste en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de un edificio sufran daños derivados de un incendio de origen accidental, como consecuencia de las características de su proyecto, construcción, uso y mantenimiento.

Segunda: Para satisfacer este objetivo, los edificios se proyectarán, construirán, mantendrán y utilizarán de forma que, en caso de incendio, se cumplan las exigencias básicas que se establecen en los apartados siguientes.

Tercera: El Documento Básico DB-SI especifica parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad en caso de incendio, excepto en el caso de los edificios, establecimientos y zonas de uso industrial a los que les sea de aplicación el "Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales", en los cuales las exigencias básicas se cumplen mediante dicha aplicación.

A este respecto, deberá cumplirse que:

- Exigencia básica SI 1.- Propagación interior. Se limitará el riesgo de propagación del incendio por el interior del edificio.
- Exigencia básica SI 2.- Propagación exterior. Se limitará el riesgo de propagación del incendio por el exterior, tanto en el edificio considerado como a otros edificios.
- Exigencia básica SI 3.- Evacuación de ocupantes. El edificio dispondrá de los medios de evacuación adecuados para que los ocupantes puedan abandonarlo o alcanzar un lugar seguro dentro del mismo en condiciones de seguridad.
- Exigencia básica SI 4.- Instalaciones de protección contra incendios. El edificio dispondrá de los equipos e instalaciones adecuados para hacer posible la detección, el control y la extinción del incendio, así como la transmisión de la alarma a los ocupantes.
- Exigencia básica SI 5.- Intervención de bomberos. Se facilitará la intervención de los equipos de rescate y de extinción de incendios.

- Exigencia básica SI 6.- Resistencia al fuego de la estructura. La estructura portante mantendrá su resistencia al fuego durante el tiempo necesario para que puedan cumplirse las anteriores exigencias básicas.

A continuación, se detallarán las principales características de las exigencias antes referidas.

A1. Exigencia básica SI 1. Propagación interior

El edificio debe compartimentarse en sectores de incendio según las condiciones que se establecen en la tabla 1.1 de la sección "Compartimentación en sectores de incendio" del CTE DB-SI. Las superficies máximas indicadas en dicha tabla para los sectores de incendio pueden duplicarse cuando estén protegidos con una instalación automática de extinción.

De acuerdo al uso de oficina previsto en la entreplanta del edificio se selecciona Zona Administrativa (Entreplanta-Oficinas. Incluyendo también los vestuarios y la sala de calderas). Para ello, las condiciones a cumplir serán que la superficie construida de todo sector de incendio no debe exceder de 2500 m^2. En nuestro caso tenemos una superficie de 600 m^2, por lo que cumplimos la condición en la zona de oficinas.

Por su parte, para el uso previsto del edificio (Zona Industrial, Pública Concurrencia), deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- La superficie construida de cada sector de incendio no debe exceder de 2500 m^2, excepto en los casos contemplados en los guiones siguientes.
- Los espacios destinados a público sentado en asientos fijos en cines, teatros, auditorios, salas para congresos, etc., así como los museos, los espacios para culto religioso y los recintos polideportivos, feriales y similares pueden constituir un sector de incendio de superficie construida mayor de 2500 m^2 siempre que:

  a) Estén compartimentados respecto de otras zonas mediante elementos EI 120.

  b) Tengan resuelta la evacuación mediante salidas de planta que comuniquen con un sector de riesgo mínimo a través de vestíbulos de independencia, o bien mediante salidas de edificio.

  c) No exista sobre dichos espacios ninguna zona habitable.

En nuestro proyecto tenemos una superficie de 1950 m^2, por debajo de los 2500 m^2 requeridos.

En consecuencia, la resistencia al fuego exigible a las paredes, techos y puertas que delimitan sectores de incendio será:

- Para uso Administrativo se exige un EI-60 en plantas sobre rasante en edificio con altura de evacuación h <= 15 m.
- Para Pública Concurrencia se exige un EI-90 en plantas sobre rasante en edificio con altura de evacuación h <= 15 m.

Por su parte, en los cuartos de grupos de presión de agua sanitaria, de abastecimiento de protección contra incendios o de instalaiones de climatización, considerados como locales y zonas de riesgo especial, referir que éstos no tienen consideración de locales de riesgo especial conforme al CTE DB SI.

A2. Exigencia básica SI 2. Propagación exterior

Para limitar la propagación exterior horizontal del incendio mediante la fachada de dos sectores, entre una zona de riesgo especial alto y otras zonas hacia una escalera o pasillo, los puntos de sus fachadas que no sean al menos EI 60 deben estar separados la distancia “d” en proyección horizontal que se indica a continuación, en función del ángulo. La nave no presenta ningún edificio colindante, por lo que no será necesario calcular la distacia “d”.

α	0º(1)	45º	60º	90º	135º	180º
d (m)	3,00	2,75	2,50	2,00	1,25	0,50

Con el fin de limitar el riesgo de propagación exterior del incendio por la cubierta, ya sea entre dos edificios colindantes, o en un mismo edificio, esta tendrá una resistencia al fuego REI 60, como mínimo, en una franja de 0,50 m de anchura medida desde el edificio colindante, así como en una franja de 1,00 m de anchura situada sobre el encuentro con la cubierta de todo elemento compartimentador de un sector de incendio o de un local de riesgo especial alto. Como alternativa a la condición anterior puede optarse por prolongar la medianería o el elemento compartimentador 0,60 m por encima del acabado de la cubierta.

A3. Exigencia básica SI 3. Evacuación de ocupantes

El número de salidas de emergencia no se exigen en ningún caso por el DB SI. Lo que únicamente se exige es que existan las salidas que sean necesarias de cara a la evacuación de los ocupantes. El carácter de emergencia o normal de una salida depende de que su uso esté previsto en el proyecto, o bien únicamente se utilice en situaciones de emergencia, o en todo momento, lo cual debe reflejarse mediante la correspondiente señal. Cualquier recinto, planta, establecimiento, etc., puede contar únicamente con salidas de uso habitual, siempre que con ellas se cumplan las condiciones de capacidad de evacuación, recorrido, alternativas, etc.

El número de salidas en caso de que la longitud del recorrido de evacuación no exceda los 50 metros son de dos o más para cada planta o recinto. Aquellas zonas de evacuación que sean puntos de paso obligado, aunque no constituyan recintos, deben cumplir las condiciones relativas a número, disposición y anchura que se establecen para las salidas de los recintos.

En nuestro caso, dado que la estructura mide 90 metros de largo, se ha dispuesto de un acceso adicional como la salida en caso de emergencia a los tres accesos planteados en el edificio. Éstas se encuentran dispuestas en las fachadas Norte y Sur, dos a cada lado. Así, la distancia de evacuación en ningún caso excede los 50 metros.

A4. Exigencia básica SI 4. Instalaciones de protección contra incendios

El diseño, la ejecución, la puesta en funcionamiento y el mantenimiento de las instalaciones, así como sus materiales, componentes y equipos deben cumplir con el “Reglamento de Instalaciones de Protección contra incendios”.

De ahí que los edificios deben disponer de los equipos e instalaciones de protección contra incendios recogidos en la siguiente tabla.

Tabla 19. Protección contra incendios.

En General	Condiciones
Extintores portátiles	- A 15 m de recorrido en cada planta, como máximo, desde todo origen de evacuación. - En las zonas de riesgo especial.
Bocas de incendio equipadas	- En zonas de riesgo especial alto, en las que el riesgo se deba principalmente a materias combustibles sólidas.
Hidrantes exteriores	- Si la densidad de ocupación es mayor que 1 persona cada 5 m^2 y cuya superficie construida esté comprendida entre 2000 y 10000 m^2. Al menos uno por cada 10000 m^2.

Pública Concurrencia y Aparcamiento	Condiciones
Bocas de incendio equipadas	- Si la superficie construida excede de 500 m^2
Sistema de alarma	- Si la ocupación excede de 500 personas. El sistema debe ser apto para emitir mensajes por megafonía.
Sistema de detección de incendio	- Si la superficie construida excede de 1000 m^2
Hidrantes exteriores	- En recintos deportivos con superficie construida comprendida entre 5000 y 10000 m^2

A5. Exigencia básica SI 5. Intervención de los bomberos

Los viales de aproximación de los vehículos de los bomberos a los espacios de maniobra deben cumplir las siguientes condiciones:

- Anchura mínima libre de 3,5 m.
- Altura mínima libre de 4,5 m.
- Capacidad portante del vial de 20 KN/m^2.

Además, en los entornos de los edificios debe disponerse de un espacio de maniobra para los bomberos, que cumplan las condiciones siguientes, a lo largo de las fachadas en la que estén situados los accesos:

- Anchura mínima libre de 5 m.
- Altura libre → altura del edificio.
- Distancia máxima hasta los accesos al edificio para llegar a todas sus zonas → 30 m.
- Pendiente máxima de 10%.
- Resistencia al punzonamiento del suelo de 100 KN sobre 20 cm de diámetro.

A6. Exigencia básica SI 6. Resistencia al fuego de la estructura

La elevación de la temperatura que se produce como consecuencia de un incendio afecta a la estructura de dos formas diferentes:

- Los materiales ven afectadas sus propiedades y características mecánicas.
- Los materiales se deforman y aparecen tensiones.

A este respecto, cabe señalar que un material tiene resistencia al fuego si el valor de cálculo de las acciones no supera el valor de la resistencia de dicho elemento en todo instante de un incendio. En consecuencia, la resistencia al fuego de un elemento estructural principal de un edificio, incluido forjados, vigas y soportes debe cumplir las características recogidas en la siguiente tabla:

Tabla 20. Sectores de incendio.

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

5.10.- SEGURIDAD Y SALUD

5.10.1.- Objeto y alcance del estudio de seguridad y salud

Este estudio tiene como objetivos establecer las directrices básicas respecto a la prevención de riesgos de accidentes laborales, enfermedades profesionales y daños a terceros, que los distintos trabajos y medios que inicialmente se estiman necesarios para la ejecución total de la obra puedan ocasionar. Asimismo, se estudian las instalaciones de sanidad, higiene y bienestar de los trabajadores durante la construcción de las obras, todo ello en cumplimiento de las disposiciones oficiales vigentes (R.O. 1627/1997, de 24 de octubre).

5.10.2.- Justificación

Dado que se cumplen al menos 3 de los requisitos expuestos en el partado de Estudio de Seguridad y Salud correspondiente a la Memoria Descriptiva, será necesaria la realización de dicho estudio.

5.10.3.- Personal previsto

Para conocer el número exacto de trabajadores habría que realizar un estudio de las distintas obras a realizar durante el transcurso de la obra. Al tratarse de un TFG se ha realizado una estimación del número de trabajadores, considerándose un número de empleados medio por año de 40.

5.10.4.- Unidades constructivas que componen la obra

A continuación, se recogen las unidades constructivas que componen la obra, así como los diferentes riesgos que pueden darse durante el desarrollo de los trabajos.

a) Trabajos topográficos.
   - Deslizamientos de tierras o rocas.
   - Atropellos.
   - Caídas de personal.
   - Picaduras de insectos.
   - Trabajos realizados cuando las condiciones meteorológicas son adversas.

b) Movimientos de tierras.
   - Deslizamientos de tierras o rocas.
   - Atropellos, vuelcos, colisiones.

- Caídas de personal.
- Ruido.
- Dificultad de circulación en la obra.
- Generación de polvo.
- Trabajos realizados cuando las condiciones meteorológicas son adversas.

c) Cimentaciones.
- Deslizamientos de tierras o rocas.
- Atropellos, vuelcos, colisiones.
- Caídas de personal.
- Caídas de altura.
- Generación de polvo.
- Trabajos realizados cuando las condiciones meteorológicas son adversas.

d) Encofrados.
- Golpes de personal.
- Caídas de personal.
- Caídas de altura.
- Pisar sobre objetos punzantes.
- Pinchazos, cortes.
- Ruido.
- Desprendimiento del encofrado.
- Movimientos descontrolados del encofrado.
- Trabajos realizados cuando las condiciones meteorológicas son adversas.

e) Hormigonados.
- Golpes de personal.
- Caídas de personal.
- Pisar sobre objetos punzantes.
- Pinchazos, cortes.
- Ruido.
- Rotura del encofrado.
- Atrapamientos.
- Vibraciones.
- Electrocución.
- Trabajos realizados cuando las condiciones meteorológicas son adversas.

f) Estructura metálica.
- Golpes de personal.
- Caídas de personal.
- Caídas de altura.

- Pisar sobre objetos punzantes.
- Pinchazos, cortes.
- Ruidos.
- Desprendimiento de elementos metálicos.
- Movimientos descontrolados de elementos metálicos.
- Sobreesfuerzos por trabajos manejando cargas en posiciones forzadas.
- Caídas de objetos.
- Golpes y cortes por herramientas, máquinas u objetos.

g) Albañilería.

- Golpes de personal.
- Caídas de personal.
- Caídas de altura.
- Pisar sobre objetos punzantes.
- Pinchazos, cortes.
- Caídas de objetos.
- Sobreesfuerzos por trabajos manejando cargas en posiciones forzadas.
- Golpes y cortes por herramientas, máquinas u objetos.
- Atrapamientos.

h) Pavimentos.

- Caídas de personal.
- Humos.
- Ruido
- Atrapamientos.

i) Cubierta.

- Golpes de personal.
- Caídas de personal.
- Caídas de altura.
- Pisar sobre objetos punzantes.
- Pinchazos, cortes.

5.10.5.- Evaluación de riesgos

A continuación se establecen los diferentes niveles de riesgo para las posibles combinaciones de probabilidad y severidad, las cuales se indican en la tabla siguiente:

		SEVERIDAD		
		Alta	Media	Baja
Probabilidad	Alta	Muy Alto	Alto	Moderado
	Media	Alto	Moderado	Bajo
	Baja	Moderado	Bajo	Muy Bajo

Asimismo, para la relación de oficios y trabajos, agrupados por similitud de acciones, se ha realizado la siguiente evaluación de riesgos:

EVALUACIÓN DE RIESGOS								
Actividad: Trabajos topográficos								
Evaluación		Periódica			Evaluación nº: 0			
		Inicial			Hoja nº: 1			
RIESGOS	**Probabilidad**				**Severidad**			**Evaluación**
	A	**M**	**B**	**N/P**	**A**	**M**	**B**	**G. Riesgo**
01- Caídas de personas a distinto nivel	X				X			Muy Alto
02- Caídas de personas al mismo nivel	X						X	Moderado
03-Caídas de objetos por desplome o derrumbamiento			X		X			Alto
04-Caídas de objetos en manipulación				X			X	
05- Caídas de objetos desprendidos		X				X		Alto
06-Pisadas sobre objetos		X					X	Moderado
07- Choque contra objetos inmóviles				X			X	
08- Choque contra objetos móviles				X		X		
09-Golpes por objetos y herramientas				X			X	
10-Proyección de fragmentos o partículas			X		X			Alto
11-Atrapamiento por o entre objetos			X			X		Bajo
12-Atrapamiento por vuelco de máquinas, tractores o vehículos			X			X		Bajo
13-Sobreesfuerzos			X			X		Bajo
14-Exposición a temperaturas ambientales extremas		X				X		Moderado
15-Contactos térmicos				X		X		
16-Exposición a contactos eléctricos			X		X			Moderado
17-Exposición a sustancias nocivas				X	X			
18-Contactos sustancias cáusticas y/o corrosivas				X	X			
19-Polvo	X					X		Alto
20-Explosiones				X	X			
21-Incendios				X	X			
22-Ruido			X			X		Bajo
23-Atropello o golpes con vehículos		X			X			Alto
24-E.P. producida por agentes químicos				X	X			
25-E.P. infecciosa o parasitaria				X	X			
26-E.P. producida por agentes físicos				X	X			
27-Enfermedad sistemática				X	X			
28-Otros								

EVALUACIÓN DE RIESGOS

Actividad: Movimientos de tierras y demoliciones de pavimentos

Evaluación		Periódica	Evaluación nº: 0
		Inicial	Hoja nº: 1

RIESGOS	**Probabilidad**				**Severidad**			**Evaluación**
	A	**M**	**B**	**N/P**	**A**	**M**	**B**	**G. Riesgo**
01- Caídas de personas a distinto nivel	X				X			Muy Alto
02- Caídas de personas al mismo nivel	X						X	Moderado
03-Caídas de objetos por desplome o derrumbamiento	X				X			Muy Alto
04-Caídas de objetos en manipulación				X			X	
05- Caídas de objetos desprendidos	X					X		Alto
06-Pisadas sobre objetos	X						X	Moderado
07- Choque contra objetos inmóviles		X					X	Bajo
08- Choque contra objetos móviles	X					X		Alto
09-Golpes por objetos y herramientas		X					X	Bajo
10-Proyección de fragmentos o partículas	X				X			Muy Alto
11-Atrapamiento por o entre objetos	X					X		Alto
12-Atrapamiento por vuelco de máquinas, tractores o vehículos	X					X		Alto
13-Sobreesfuerzos			X			X		Bajo
14-Exposición a temperaturas ambientales extremas				X		X		
15-Contactos térmicos				X		X		
16-Exposición a contactos eléctricos			X		X			Moderado
17-Exposición a sustancias nocivas				X	X			
18-Contactos sustancias cáusticas y/o corrosivas				X	X			
19-Polvo	X					X		Alto
20-Explosiones				X	X			
21-Incendios				X	X			
22-Ruido	X					X		Alto
23-Atropello o golpes con vehículos		X			X			Alto
24-E.P. producida por agentes químicos				X	X			
25-E.P. infecciosa o parasitaria				X	X			
26-E.P. producida por agentes físicos				X	X			
27-Enfermedad sistemática				X	X			
28-Otros								

EVALUACIÓN DE RIESGOS

Actividad: Ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado

Evaluación		Periódica	Evaluación nº: 0
		Inicial	Hoja nº: 1

RIESGOS	**Probabilidad**				**Severidad**			**Evaluación**
	A	**M**	**B**	**N/P**	**A**	**M**	**B**	**G. Riesgo**
01- Caídas de personas a distinto nivel		X			X			Muy Alto
02- Caídas de personas al mismo nivel			X				X	Muy Bajo
03-Caídas de objetos por desplome o derrumbamiento			X		X			Moderado
04-Caídas de objetos en manipulación		X					X	Bajo
05- Caídas de objetos desprendidos		X				X		Moderado
06-Pisadas sobre objetos			X				X	Muy Bajo
07- Choque contra objetos inmóviles			X				X	Muy Bajo
08- Choque contra objetos móviles			X			X		Bajo
09-Golpes por objetos y herramientas	X						X	Moderado
10-Proyección de fragmentos o partículas	X				X			Muy Alto
11-Atrapamiento por o entre objetos		X				X		Moderado
12-Atrapamiento por vuelco de máquinas, tractores o vehículos			X			X		Bajo
13-Sobreesfuerzos		X				X		Moderado
14-Exposición a temperaturas ambientales extremas				X		X		
15-Contactos térmicos		X				X		Moderado
16-Exposición a contactos eléctricos		X			X			Alto
17-Exposición a sustancias nocivas		X			X			Alto
18-Contactos sustancias cáusticas y/o corrosivas				X	X			
19-Polvo	X					X		Alto
20-Explosiones				X	X			
21-Incendios				X	X			
22-Ruido			X			X		Bajo
23-Atropello o golpes con vehículos			X		X			Moderado
24-E.P. producida por agentes químicos		X			X			Alto
25-E.P. infecciosa o parasitaria				X	X			
26-E.P. producida por agentes físicos				X	X			
27-Enfermedad sistemática				X	X			
28-Otros								

EVALUACIÓN DE RIESGOS								
Actividad: Trabajos de albañilería								
Evaluación		Periódica				Evaluación nº: 0		
		Inicial				Hoja nº: 1		
RIESGOS	**Probabilidad**				**Severidad**			**Evaluación**
	A	**M**	**B**	**N/P**	**A**	**M**	**B**	**G. Riesgo**
01- Caídas de personas a distinto nivel	X				X			Muy Alto
02- Caídas de personas al mismo nivel	X						X	Muy Bajo
03-Caídas de objetos por desplome o derrumbamiento		X			X			Alto
04-Caídas de objetos en manipulación	X						X	Moderado
05- Caídas de objetos desprendidos		X				X		Moderado
06-Pisadas sobre objetos		X					X	Moderado
07- Choque contra objetos inmóviles		X					X	Moderado
08- Choque contra objetos móviles			X			X		Bajo
09-Golpes por objetos y herramientas	X						X	Moderado
10-Proyección de fragmentos o partículas	X				X			Muy Alto
11-Atrapamiento por o entre objetos		X				X		Moderado
12-Atrapamiento por vuelco de máquinas, tractores o vehículos			X			X		Bajo
13-Sobreesfuerzos	X					X		Alto
14-Exposición a temperaturas ambientales extremas			X			X		Moderado
15-Contactos térmicos		X				X		Moderado
16-Exposición a contactos eléctricos		X			X			Alto
17-Exposición a sustancias nocivas		X			X			Alto
18-Contactos sustancias cáusticas y/o corrosivas				X	X			
19-Polvo	X					X		Alto
20-Explosiones				X	X			
21-Incendios			X		X			Moderado
22-Ruido			X			X		Bajo
23-Atropello o golpes con vehículos			X		X			Moderado
24-E.P. producida por agentes químicos		X			X			Alto
25-E.P. infecciosa o parasitaria				X	X			
26-E.P. producida por agentes físicos				X	X			
27-Enfermedad sistemática				X	X			
28-Otros								

EVALUACIÓN DE RIESGOS								
Actividad: Firmes y pavimentos								
Evaluación		Periódica				Evaluación nº: 0		
		Inicial				Hoja nº: 1		
RIESGOS	**Probabilidad**				**Severidad**			**Evaluación**
	A	**M**	**B**	**N/P**	**A**	**M**	**B**	**G. Riesgo**
01- Caídas de personas a distinto nivel			X		X			Moderado
02- Caídas de personas al mismo nivel			X				X	Muy Bajo
03-Caídas de objetos por desplome o derrumbamiento			X		X			Moderado
04-Caídas de objetos en manipulación			X				X	Muy Bajo
05- Caídas de objetos desprendidos			X			X		Bajo
06-Pisadas sobre objetos		X					X	Bajo
07- Choque contra objetos inmóviles			X				X	Muy Bajo
08- Choque contra objetos móviles			X			X		Bajo
09-Golpes por objetos y herramientas		X					X	Bajo
10-Proyección de fragmentos o partículas	X				X			Muy Alto
11-Atrapamiento por o entre objetos		X				X		Moderado
12-Atrapamiento por vuelco de máquinas, tractores o vehículos		X				X		Moderado
13-Sobreesfuerzos		X				X		Moderado
14-Exposición a temperaturas ambientales extremas			X			X		Bajo
15-Contactos térmicos	X					X		Alto
16-Exposición a contactos eléctricos			X		X			Moderado
17-Exposición a sustancias nocivas	X				X			Muy Alto
18-Contactos sustancias cáusticas y/o corrosivas		X			X			Alto
19-Polvo			X			X		Bajo
20-Explosiones			X		X			Moderado
21-Incendios			X		X			Moderado
22-Ruido		X				X		Moderado
23-Atropello o golpes con vehículos	X				X			Muy Alto
24-E.P. producida por agentes químicos	X				X			Muy Alto
25-E.P. infecciosa o parasitaria				X	X			
26-E.P. producida por agentes físicos			X		X			Moderado
27-Enfermedad sistemática				X	X			
28-Otros								

5.10.6.- Prevención de riesgos profesionales

Antes del inicio de las obras se nombrará un Coordinador de Seguridad y Salud que se encargará del correcto cumplimiento de las normas dictadas al respecto. Si no fuese necesario o si así lo dispusiese la Dirección de las Obras, la Dirección Facultativa asumirá esta función.

Todo trabajador que se incorpore a las obras, ya sea de la Contrata, de una subcontrata o trabajador autónomo, recibirá, con anterioridad al inicio de su actividad, la información necesaria para conocer las actividades del trabajo correspondiente, los riesgos derivados de las mismas, las normas al respecto incluidas en el Plan de Seguridad y Salud de las obras y sus obligaciones al respecto.

Antes del inicio de cualquier actividad se deberá proceder, por parte del responsable de la unidad correspondiente, a comunicar al Coordinador de Seguridad y Salud el alcance del trabajo a realizar, la maquinaria a utilizar y los equipos humanos asignados y la información facilitada a cada uno de sus componentes.

Si el Coordinador lo considera conveniente se realizarán reuniones complementarias de información y formación para garantizar el perfecto conocimiento de los trabajos y medios a poner en práctica para evitar riesgos evitables y disminuir la probabilidad de aquéllos que no lo sean.

No se podrá acceder, circular o permanecer en el interior del recinto de las obras sin tener conocimiento de las normas relativas a protecciones individuales y colectivas incluidas en el Plan de Seguridad y Salud.

La Señalización Obligatoria en el interior de la obra será la siguiente:

- Señales de STOP en la salida de vehículos.
- Uso obligatorio de casco, cinturón de seguridad, gafas, mascarilla, protectores auditivos, botas y guantes.
- Riesgo eléctrico, caída de objetos, caída a distinto nivel, maquinaria pesada en movimiento, cargas suspendidas, incendio y explosiones.
- Entrada y salida de vehículos.
- Prohibido el paso a toda persona ajena a la obra. Prohibido encender fuego. Prohibido fumar. Prohibido aparcar.
- Señal de localización de botiquín y de extintor.
- Establecer itinerarios en zonas conflictivas para el personal.
- Señalizar las zonas de gálibo reducido, las conducciones eléctricas, las transmisiones mecánicas y los aparcamientos.

Asimismo, y con carácter general, en todas las Instalaciones Eléctricas de la obra se tomarán las siguientes medidas:

- Conductor de presión y pica de puesta a tierra.
- Interruptores diferenciales de 30 mA de sensibilidad para alumbrado y 300 mA para fuerza.
- Maquinaria eléctrica que haya de utilizarse en forma fija o semifija, tendrá sus cuadros de acometida a la red provistos de protección contra sobrecarga, cortocircuito y puesta a tierra.
- Las tomas de tierra tendrán una resistencia máxima que garanticen, de acuerdo con la sensibilidad de los interruptores diferenciales, una tensión máxima de 24 V.
- El índice de protección mínimo para cualquier conjunto de toma, acople, etc. Será de IP45.
- Sólo los trabajadores que hayan recibido información adecuada y suficiente podrán acceder a las zonas de riesgo.

En cuanto a los Trabajos Topográficos, se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones.

Antes del inicio de los trabajos de campo, se realizará un recorrido rápido, con objeto de señalar los lugares de observación y los recorridos a realizar, detectando los posibles peligros y la forma de evitarlos o eliminarlos.

Todos los medios a utilizar, como cintas, jalones, banderas, miras, etc., deben ser de material no conductor de la electricidad y carecer, en lo posible, de partes metálicas u otros materiales capaces de crear campos de electricidad estática.

Para evitar accidentes en esta fase de la obra (Movimientos de Tierras), se deberán adoptar las siguientes normas de seguridad:

- Se detectarán a lo largo de la traza los posibles servicios enterrados que existan o cables eléctricos, de teléfonos, conducciones de agua, sistema de riego, etc.
- Detectado alguno de estos servicios, se señalizará claramente de manera que nadie tenga duda de que en esos puntos no se puede trabajar, salvo orden del jefe que deberá dar instrucciones de cómo deben realizarse los trabajos y las precauciones que deben adoptarse.
- Junto a cada línea señalará la altura sobre el suelo, o sobre el futuro terraplén acabado, cuando tienes que terraplanar.
- Se investigará a continuación la altura mayor del camión con el volquete levantado u otra posible máquina que deba pasar por allí.

- Se requerirá de la administración y del organismo competente el cambio de traza de la línea o su elevación.
- Se señalizará, a ambos lados, la línea con carteles de advertencia y al mismo tiempo, se pondrán gálibos, también a ambos lados de la línea, respetando la distancia de seguridad, según el voltaje.
- Para evitar en lo posible el intrusismo de terceros en los trabajos, en cada uno de éstos deben colocarse carteles que claramente señalen la prohibición de pasar, tanto a vehículos como a personal.
- Todos los caminos se dimensionarán en función de los vehículos que deban circular y se mantendrán en buen estado de conservación.
- Todo trabajo que pueda producir caída de materiales sobre un camino o zona transitable deberá ser señalizado. Si fuera necesario se cortará el tráfico en momentos clave.
- Todos los caminos de servicio y enlaces con carreteras dispondrán de la señalización reglamentaria.
- Antes de iniciar los trabajos de extendido y compactado deben vallarse y señalizarse los huecos que existan.
- Cuando los camiones o máquinas deban de manera esporádica cruzar caminos, carreteras o vías férreas, para su traslado de un trabajo a otro, el jefe del trabajo asistirá personalmente a la maniobra, siendo responsable de la organización de estos cruces.
- Cuando de manera continua los caminos deban cruzar una vía de circulación, se dispondrá con anticipación la señalización necesaria.
- Si el tráfico es intenso, dispondrá de señalistas que corten el tráfico. Para organizar estos cruces, solicitará la oportuna autorización de las autoridades competentes.
- Los taludes serán adecuados al tipo de terreno en el que se trabaje.
- En trabajos nocturnos, el personal utilizará prendas reflectantes, cuando trabaje en la plataforma.
- En las zonas de compactación no debe haber personas a pie.
- El personal se mantendrá alejado de los taludes en donde se trabaje con máquinas y usará monos de color llamativo para su mejor localización.
- A pie de un talud no se trabajará en el borde superior, el cual debe estar señalizado.
- Los maquinistas y conductores se asegurarán que las inmediaciones de sus máquinas y vehículos estén despejadas de personas y cosas.
- El operador subirá y bajará a su máquina y vehículo sólo por los accesos dispuestos para estos fines.

- Toda máquina o vehículo estará dotada de pórtico antivuelco o cabina.
- Ningún operador de máquina o vehículo ejecutará trabajo alguno a menos de cinco metros (5 m) de una línea eléctrica aérea de ATM. Si así fuera a ocurrir, parará y pedirá instrucciones a su jefe de tajo.
- Toda manipulación sobre máquina o vehículo se hará a máquina y motor parado.

En cuando a las Demoliciones, deberá tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Cuando se emplee el martillo neumático se usarán protectores acústicos.
- Se emplearán botas con puntera metálica, cinturón antivibratorio, muñequeras y guantes de seguridad.
- Se emplearán gafas antipartículas y mascarillas antipolvo.
- En aquellos trabajos que se ejecuten próximos al vacío se emplearán cinturones de seguridad.
- Se pondrá especial cuidado en que las conexiones que se realicen en las mangueras no corran riesgo de soltarse.
- No se dejará nunca el martillo hincado en el suelo, sino simplemente sobre él.
- Los cortes de la parte metálica se realizarán con soplete.
- No se trabajará en proximidad de productos combustibles o inflamables (pinturas, papeles, madera, trapos, etc.).
- Se adoptarán las precauciones adecuadas (mascarillas, etc.) para defensa de los humos producidos al cortar o calentar por los recubrimientos (antioxidantes, barnices, pinturas, etc.).
- Se dejará la llave permanentemente colocada en la botella de acetileno que se está usando, para poder cerrarla rápidamente en caso de emergencia.
- Se preverá la caída de los trozos de material que corte, evitando que las mangueras impacten sobre personas o les causen lesiones propias.
- No se dejará nunca el soplete encendido colgado de las botellas.
- Es frecuente aprovechar bidones vacíos para hacer recipientes. No se cortarán nunca con soplete.
- No se empleará nunca el oxígeno para fin distinto (avivarfuegos, ventilación, pintado a pistola, etc.) de su utilización en el soplete.
- Se comprobará periódicamente el estado del equipo,corriendo de inmediato ante cualquier fuga que se aprecie. Para su detección nunca se empleará la llama.
- En el izado y suspensión del material que corte o demuela, se habilitarán los medios adecuados para evitar los tiros oblicuos.

- Cuando sea obligado guiar o presentar manualmente algúnelemento suspendido, se extremarán las precauciones para evitar movimientos bruscos o pendulares.
- Siempre que sea posible se suplirá, con herramientas, la acción manual directa sobre el elemento a guiar o presentar.
- En el izado de trozos que, por su tamaño o forma pudiesen chocar con máquinas o estructuras al girar libremente, se usarán cuerdas de retensión para su guiado.
- Se evitará el paso y permanencia bajo cargas suspendidas.
- Las cadenas, cables, ganchos, cuerdas y demás aparejos de izar se revisarán periódicamente para asegurar el buen estado de los mismos.

En la fase de obra relativa a las Cimentaciones, se deberán adoptar las siguientes normas de seguridad:

- Las maniobras de la maquinaria estarán dirigidas por persona distinta al conductor.
- Las paredes de la excavación se controlarán cuidadosamente después de lluvias o heladas, o cuando se interrumpa el trabajo más de un día, o por cualquier circunstancia.
- Deberá hacerse cumplir rigurosamente la prohibición de la presencia de personal en la proximidad de las máquinas durante su trabajo.
- Al realizar trabajos en zanja, la distancia mínima entre los trabajadores será de un metro (1 m).
- Se prohibirá la estancia del personal trabajando en planos inclinados con fuerte pendiente o debajo de macizos horizontales.
- Al proceder al vaciado de la rampa, si fuera necesario, la retroexcavadora actuará con las zapatas de anclaje apoyadas en el terreno.
- Se dispondrán las escaleras que sean necesarias para el ascenso y descenso, las cuales cumplirán las normas correspondientes. En ningún caso se utilizarán, para subir o bajar, los encofrados, entibaciones, etc.
- Si es necesario transitar de un lado a otro de una zanja, se deben colocar los oportunos pasos, con piso continuo de resistencia adecuada, barandilla de 0,9 m del suelo y rodapié de 0,2 m de altura. Se apoyarán, en lo posible, lejos de los bordes y, en cualquier caso, nunca en la entibación.
- Si en las proximidades de los bordes de la excavación se efectúan trabajos, o si es lugar de tránsito de personas, debe vallarse todo el perímetro de la excavación, señalizarlo convenientemente y, en su caso, colocar luces por la noche.

- Se planificará y señalizará la circulación de vehículos en la zona, procurando que los sentidos de recorrido sean únicos y, en la medida de lo posible, se encuentren alejados de los bordes de la excavación. Si esto último no es factible, deben tenerse en cuenta las sobrecargas que originen.
- No se colocarán, en los bordes, materiales o herramientas que puedan caer sobre las personas que están trabajando en su fondo.
- Las tierras procedentes de la excavación se situarán, como norma general, a partir de una distancia igual a la mitad de su profundidad. Si esto no es posible, se deben tomar las medidas necesarias para evitar que caigan al fondo y se tendrá encuenta la correspondiente sobrecarga a efectos de estabilidad del talud o cálculo de la entibación.
- Cuando en la excavación se encuentren capas de tierra poco consistentes o bloques de piedra se deberá proceder inmediatamente a su eliminación trabajando desde la parte superior de la excavación. Los trabajadores se situarán lejos de la zona hasta que el peligro haya terminado.
- Ninguna persona trabajará bajo masas que sobresalgan horizontalmente.
- Las máquinas se situarán como mínimo a 1 m del borde.
- El agua producida por lluvia, filtraciones u otras causas debe ser achicada de la manera más conveniente y segura.
- Toda la maquinaria eléctrica que utilice motobombas, grupos de soldadura, etc., debe tener sus conexiones en perfecto estado de aislamiento y ser puesta a tierra.
- Deberá disponerse correctamente la carga de tierras en los camiones, no cargándolos más de lo admitido.
- Normas de comportamiento para el responsable del trabajo:
    - Inspeccionará todos los días y después de alguna interrupción la situación del tajo, estado de entibados, barandillas, testigos del terreno y demás señales de seguridad y circulación.
    - El avance de las excavaciones será revisado por él o persona en quien delegue con capacidad y conocimiento suficientes.
    - Las maniobras de carga y descarga, serán dirigidas por él o persona en quien delegue con capacidad y conocimiento suficiente.
    - Prohibirá el establecimiento de pasos y circulación de vehículos cerca de la excavación; se cumplirán las normas al caso.
    - Deberá conocer las normas de seguridad propias de los maquinistas y conductores de vehículos y exigir su cumplimiento.
    - Señalará a los maquinistas y conductores los puntos de peligro.

- Organizará la circulación de camiones a fin de que se realice por los itinerarios señalados, en los cuales y, dentro de lo posible no se situará al personal.
- Vigilará que el personal permanezca fuera del radio de acción de las máquinas.

En lo que a los Encofrados se refiere, deberá tenerse en cuenta lo siguiente:

- Las cimbras y encofrados, así como las uniones de sus distintos elementos, poseerán resistencia y rigidez suficientes para soportar sin asientos ni deformaciones perjudiciales las cargas, sobrecargas y acciones de cualquier naturaleza que puedan producirse sobre ellas como consecuencia del proceso de hormigonado y vibrado de hormigón.
- Al realizar el encofrado, se pensará también en la operación inversa efectuándose de tal forma que la posterior retirada de los elementos utilizados sea lo menos peligrosa y complicada posible.
- No se procederá a desencofrar hasta tanto no hayan transcurrido los días para el perfecto fraguado y consolidación del hormigón establecidos por las Normas Oficiales en vigor.
- El apilamiento de la madera y encofrado en los tajos cumplirá las condiciones de base amplia y estable, no sobrepasar de 2 m de altura, el lugar de apilamiento soportará la carga apilada, el acopio se hará por pilas entrecruzadas. Si la madera es usada estará limpia de clavos.
- Las herramientas manuales, dígase martillos, tenazas, barra de uñas, estarán en buenas condiciones.
- Las operaciones de desencofrado serán realizadas por los mismos operarios que hicieron el encofrado.
- Se recordará a los encofradores que la operación de desencofrado no está concluida hasta que el encofrado está totalmente limpio de hormigón, puntas, latiguillos, etc., y debidamente apilado en el lugar designado.
- Los encofradores llevarán las herramientas en una bolsa, pendiente del cinturón.
- Bajo ningún concepto arrojarán herramientas o materiales desde la altura.
- Los operarios utilizarán botas con puntera reforzada.
- Todos utilizarán plantillas anticlavos.
- Cuando los puntales tengan 5 m o más de altura, se asegurarán contra el pandeo arriostrándolos horizontalmente.
- Siempre que fuere preciso se emplearán andamios o plataformas de trabajo de 60 cm de ancho.

- Si la plataforma es de madera será bien sana, sin nudos saltadizos, ni otros defectos que puedan producir roturas.
- Estas plataformas tendrán sus respectivas barandillas a noventa centímetros (90 cm) sobre el nivel de la misma y su rodapié de veinte centímetros (20 cm).
- Como elemento auxiliar se emplearán escaleras.
- A ser posible serán metálicas.
- La anchura será como mínimo de cincuenta centímetros (0,50 m).
- En las escaleras de madera los peldaños irán ensamblados en los largueros y no simplemente clavados.
- Se utilizarán escaleras de longitud tal que sobresalgan un metro (1 m) sobre el borde superior a salvar.
- Se emplearán zapatas antideslizantes o algo similar cuando los suelos sean resbaladizos.
- El responsable del trabajo procurará por todos los medios que sus hombres estén protegidos por medios de protección colectivos; cuando esto no fuese posible, les obligará al empleo de cinturón de seguridad o poleas de seguridad.
- Velará constantemente por el estado de los andamios y plataformas de trabajo.
- Vigilará la forma de elevación del encofrado, estado de cables y forma de embragar los materiales para izarlos.
- Cercará las zonas de izado y no permitirá que nadie ande bajo las plataformas con posibilidad de caída de materiales.

En la fase de obra relativa al Hormigonado, se deberán adoptar las siguientes normas de seguridad:

- Examen de los encofrados, y apuntalamiento si los hubiera, así como de la ferralla.
- Limpieza de la zona de trabajo en lo referente a puntas, maderas sin apilar, etc.
- Habilitación de lugares desde donde trabajar con seguridad.
- En caso necesario, montar una estructura de andamio con piso no inferior a 60 cm de ancho, barandilla de 90 cm y rodapié.
- Dotar a los que vayan a ser pasos obligados del personal de piso no inferior a 60 cm de ancho, con barandilla de 90 cm si la altura de caída fuera superior a 2 m.
- Estudio de la conveniencia de utilizar uno u otro medio de hormigonado en lo que atañe a la seguridad de los trabajos.
- Comprobar que la maquinaria a utilizar cumple con las normas de seguridad prescritas. Concretamente, la maquinaria eléctrica debe tener un conductor de puesta a tierra si no lo tiene individualmente y estar protegida por disyuntor diferencial.

En el caso de hormigonado de solera:

- Los conductores de los camiones respetarán las normas así como la señalización y normas para conductores de vehículos.
- Los camiones-hormigonera respetarán la distancia de seguridad señalada entre las ruedas del camión y el borde de la excavación durante el vertido directo y durante el transporte. Se dispondrán calzos-tope para las ruedas traseras.
- Cuando esta distancia sea superior a la permitida para la descarga del hormigón por medio de las canaletas, esta descarga se hará por medios que permitan la distancia de seguridad entre el vehículo y el borde de la zanja.
- Las canaletas permanecerán abatidas durante los traslados del camión hormigonera.
- El encargado de las canaletas prestará la máxima atención a su manejo sin olvidar que son elementos de movimientos bruscos y rápidos.
- Los operarios que manejen el hormigón, además de la ropa normal de trabajo (casco, mono, etc.), usarán obligatoriamente botas de goma, guantes y gafas antipartículas.
- El personal subirá y bajará a la zanja por medio de escalera de seguridad.
- Prestarán especial atención a no realizar el vertido del hormigón sobre elementos de entibado.

En cuanto a las Estructuras de hormigón armado y metálicas deberán adoptarse las siguientes protecciones colectivas y normas frente a los distintos riesgos:

→ Riesgo de caída de altura.

- Las plataformas, andamios y pasarelas, así como los desniveles, huecos y aberturas existentes en los pisos de las obras, que supongan para los trabajadores un riesgo de caída de altura superior a dos metros, se protegerán mediante barandillas u otro sistema de protección colectiva de seguridad equivalente. Las barandillas serán resistentes, tendrán una altura mínima de 90 centímetros y dispondrán de un reborde de protección, un pasamanos y una protección intermedia que impida el paso o deslizamiento de los trabajadores, así como de un rodapié.
- Los sistemas de sujeción de barandillas pueden ser de diversos tipos, bien sujetas a los pilares o por medio de guardacuerpos fijados sobre el canto del forjado o hincados en el propio forjado.
- El rodapié debe ser de 15 cm de alto y debe ajustarse perfectamente sobre el forjado para impedir que cualquier material pueda deslizarse por debajo.
- Los trabajos en altura sólo podrán efectuarse, en principio, con la ayuda de equipos concebidos para tal fin o utilizando dispositivos de protección colectiva, tales como barandillas, plataformas o redes de seguridad. Si por la naturaleza del trabajo ello no

fuera posible, deberá disponerse de medios de acceso seguros y utilizarse cinturones de seguridad con anclaje u otros medios de protección equivalente.

- La estabilidad y solidez de los elementos de soporte y el buen estado de los medios de protección deberán verificarse previamente a su uso, posteriormente de forma periódica y cada vez que sus condiciones de seguridad puedan resultar afectadas por una modificación, período de no utilización o cualquier otra circunstancia.
- Cuando exista la necesidad de salvar zanjas, se hará uso de pasarelas adecuadas al menos de 60 cm de anchura, con barandillas laterales en caso necesario (aproximadamente de 1 m de altura).

→ Riesgo de caídas de personas.

- La obra se mantendrá en las debidas condiciones de orden y limpieza.
- Los materiales de acopio y equipos se colocarán y apilarán, con las debidas sujeciones, en zonas destinadas al efecto.
- Se eliminarán los obstáculos de los lugares de paso.
- Se salvarán, en lo posible, las irregularidades del terreno o del suelo, y se facilitará el paso de unas zonas a otras, dentro del mismo nivel.

→ Caída de materiales.

- Los trabajadores deberán estar protegidos contra la caída de objetos o materiales; para ello, se utilizarán, siempre que sea técnicamente posible, medidas de protección colectiva.
- Se instalarán redes, viseras, marquesinas o cualquier otro sistema en los lugares de paso o de trabajo, que impida la caída de materiales sobre los trabajadores o sobre otras personas que accedan a la obra.
- Los materiales de acopio y herramientas de trabajo deberán colocarse o almacenarse de forma que se evite su desplome, caída o vuelco.
- Se evitará, en lo posible, el transporte de materiales sobre las zonas en las que se encuentren los trabajadores, así como el paso y permanencia de éstos por la zona de barrido de cargas o lugares sobre los que se encuentren cargas suspendidas.
- La sujeción de los materiales transportados por la grúa deberá ofrecer garantías suficientes para evitar su caída durante el recorrido.
- Deberá vigilarse el eslingado (levantamiento por medio de cuerdas o cables con ganchos) de cargas.
- Las bateas para el transporte de materiales deberán tener el contorno protegido con plinto, para evitar la caída de aquéllos.
- Para evitar la caída de materiales por huecos o aberturas sobre trabajadores que pasan o realizan su trabajo en plantas inferiores, podrá instalarse, además de la

barandilla, listón intermedio y rodapié que eviten la caída de personas, un mallazo lo suficientemente tupido como para no dejar pasar dichos materiales. Las dimensiones de la celdilla del mallazo deben ser tales que no permitan introducir el pie en ella.

- Al terminar los trabajos, se retirarán los materiales o herramientas que puedan desprenderse y causar daños a otras personas.
- Cuando sea necesario, se establecerán pasos cubiertos o se impedirá el acceso a las zonas peligrosas.
- Los materiales se mantendrán apilados, en los lugares destinados para ello, con los sistemas de sujeción que garanticen su estabilidad.
- La maquinaria se ubicará en los lugares destinados al efecto, fuera de las zonas de paso o circulación.
- Los lugares de trabajo, los locales y las vías de circulación en la obra deberán disponer, en la medida de lo posible, de suficiente luz natural y tener una iluminación artificial adecuada y suficiente durante la noche o cuando no sea suficiente la luz natural. En su caso, se utilizarán puntos de iluminación portátiles con protección antichoques. El color utilizado para la iluminación artificial no podrá alterar o influir en la percepción de las señales o paneles de señalización.
- Las instalaciones de iluminación deberán estar colocadas de tal manera que el tipo de iluminación previsto no suponga riesgo de accidente para los trabajadores.
- Los locales, lugares de trabajo y las vías de circulación en los que los trabajadores estén particularmente expuestos a riesgos en caso de avería de la iluminación artificial deberán poseer una iluminación de seguridad de intensidad suficiente.

→ Riesgo de golpes con herramientas manuales.

- Las herramientas manuales deberán estar construidas con materiales resistentes y la unión entre sus elementos deberá ser firme, de manera que se eviten las roturas o proyecciones de los mismos. Sus mangos o empuñaduras deberán ser de dimensiones adecuadas, sin bordes agudos ni superficies resbaladizas, y aislantes en caso necesario.
- Las características y tamaño de las herramientas manuales deberán ser las adecuadas a la operación que se vaya a realizar. Su colocación y transporte no deberá implicar riesgos para la seguridad de los trabajadores.
- Las herramientas de trabajo deberán ser revisadas, desechando las que no reúnan las debidas condiciones de seguridad.
- Los trabajadores que precisen herramientas para su trabajo, dispondrán de cinturón porta-herramientas, para evitar la caída de las mismas.

→ Riesgo de cortes.

- La utilización de las máquinas se llevará a cabo para las operaciones indicadas por el fabricante, y en las condiciones señaladas por el mismo.
- Los elementos de transmisión de las máquinas deberán estar debidamente protegidos para evitar atrapamientos.
- Los dispositivos de corte (sierra de disco) deberán contar asimismo con carcasa protectora rígida y resistente.
- Se realizará una labor de mantenimiento de las máquinas utilizadas en la obra, renovando y sustituyendo los elementos deteriorados.
- Habrán de mantenerse en todo momento las protecciones de las máquinas, sin que puedan eliminarse por los trabajadores so pretexto de que dificultan su trabajo.

→ Riesgo de contactos eléctricos.

- Ha de comprobarse la existencia de líneas eléctricas, su proximidad a la edificación y sus interferencias con las zonas de barrido de las grúas.
- Cuando existan tendidos eléctricos próximos a la obra, deberá respetarse la distancia mínima de seguridad.
- La maquinaria eléctrica deberá contar con toma de tierra eficaz, y sus conexiones deben ser objeto de revisión frecuente, especialmente cuando se traslada de posición.
- Habrá que cuidar el mantenimiento de los cables de alimentación de las máquinas eléctricas, velando por su protección durante el funcionamiento de la máquina.
- La puesta en marcha y la parada de la máquina se efectuarán pulsando el interruptor, y su conexión a la red se llevará a cabo por medio de clavijas, nunca directamente con los conductores.
- Al finalizar el trabajo, deberá desconectarse la máquina de la red.
- No deberán utilizarse aparatos eléctricos con las manos o los pies mojados.
- Las herramientas eléctricas manuales deberán estar dotadas de mango aislante.

→ Riesgo de ruidos y vibraciones.

- Todo equipo de trabajo que entrañe riesgos por ruido, vibraciones o radiaciones deberá disponer de las protecciones o dispositivos adecuados para limitar, en la medida de lo posible, la generación y propagación de estos agentes físicos.
- Deberá velarse por el mantenimiento de las máquinas que produzcan ruido o vibradores, al objeto de controlar el correcto funcionamiento de las mismas.

→ Riesgo de sobreesfuerzos y posturas inadecuadas.

- Las operaciones de carga y descarga se realizarán empleándose, siempre que sea posible, medios mecánicos, que hagan el trabajo manual menos penoso.
- Las cargas que haya de transportar el trabajador, atendiendo al peso, volumen y camino recorrido, serán proporcionales a sus condiciones físicas.

- Se procurará no levantar pesos excesivos, y en todo caso se realizará con la espalda en posición vertical para evitar lumbalgias.

→ Albañilería.

Las normas para este apartado son las específicas para albañilería y son las siguientes:

- Los cables de amarre de la carga deberán estar en perfecto estado.
- Si los materiales son de dimensiones reducidas (bovedillas, Ladrillos, sacos de cemento, etc.), se suministrarán en bateas consistentes, a ser posibles metálicas, con protección lateral y sin que la carga sobresalga de esta protección.
- En cada una de las plantas habrá una zona de desembarque, protegida con barandilla, rodapié y dotada de puntos fijos para atar, en su caso, el cinturón de seguridad el operario que atiende a la descarga.
- La carga deberá ser depositada lo más cerca posible de los pilares o muros. En el caso en que las plantas estén sin hormigonar se dispondrá de unos tableros donde puedan apoyarse.
- Si se transportan cargas de gran longitud, dichas cargas serán guiadas desde abajo con una lía, para evitar que se enganche.
- Cuando se utilice el hueco del ascensor para cargar o descargar materiales con elevador, se colocarán barandillas en todas las plantas.
- Con carácter general, los huecos y aberturas para la elevación de materiales, que por su especial situación resulten peligrosos, serán protegidos mediante barandillas de 0,90 m de altura y rodapiés de 0,30 m también de altura.
- Cuando sea necesario retirar dichas barandillas para retirar las cargas, los trabajadores que realicen tales operaciones llevarán cinturón de seguridad de posición, unido sólidamente a un punto fijo.
- Los cables de seguridad amarrados entre los pilares se utilizarán para enganchar los cinturones de seguridad en las operaciones de ayuda a la descarga de material en las plantas.

→ Tejados y cubiertas.

Los peligros o riesgos más importantes durante la ejecución de los trabajos de cubierta son:

- Caída de los trabajadores, bien a través de la cubierta, por ser ésta de materiales frágiles, o bien resbalando a lo largo de la cubierta o desde el borde de la cubierta por no estar protegida con barandilla o no tener cinturón de seguridad el operario.
- No hay que olvidar que este riesgo de caída se agudiza en este tipo de trabajos, ya que, además de que se desarrollan en la parte más alta del edificio, las pendientes

pueden llegar a ser muy elevadas o los materiales de dudosa resistencia, añadiendo muchas veces condiciones meteorológicas adversas, como lluvia, viento, heladas, etc.

- La caída de los materiales también puede ser causa de importantes accidentes para el personal situado en la parte inferior de la obra.

→ Alicatados y solados.

- Cortes al manejar los materiales y las herramientas.
- Amputaciones causadas con la maquinaria empleada.
- Dermatitis causada por el contacto con los pegamentos, cemento u otras sustancias.
- Intoxicaciones por disolventes y pegamentos.
- Pisadas sobre objetos punzantes.
- Contactos eléctricos tanto directos como indirectos, con peligro de electrocución, al tener que utilizar agua para refrigerar el corte del material.
- Caídas al mismo y a distinto nivel.
- Proyección de partículas en la utilización de la sierras para el corte de cerámica.

Las medidas preventivas a tener en cuenta serán:

- Las sierras de disco utilizadas para cortar el material estarán provistas de toma de tierra y disyuntor diferencial, y, además, de protección mecánica y eléctrica.
- Antes de poner en uso la rozadora eléctrica o en su caso la cortadora de material cerámico es necesario comprobar si está provista de sus elementos de protección (carcasa superior, resguardo para los elementos de transmisión y los aspiradores de polvo), que está perfectamente nivelada y que tiene dispuesta la toma de tierra y el disyuntor diferencial.
- Cuando se maneje la rozadora eléctrica o la máquina cortadora eléctrica, se evitará pisar lugar húmedo y se utilizará calzado de goma.
- Asimismo ha de disponerse de un dispositivo que impida la puesta en marcha de la máquina cuando la corriente eléctrica vuelva, en caso de que la instalación general se quede sin energía, además de la toma de tierra y el disyuntor diferencial.

→ Enfoscados.

Como riesgos más relevantes que se pueden presentar en estas actividades podemos señalar los siguientes:

- Caídas al mismo y distinto nivel.
- Cortes por manejo de materiales y herramientas.
- Dermatitis por el contacto con el cemento y otros productos.

→ Carpintería y cerrajería.

Los riesgos relativos a los trabajos de carpintería y cerrajería son:

- Caídas al mismo y distinto nivel.
- Caídas de objetos.
- Golpes y cortes con objetos y herramientas.
- Ambiente pulvígeno.
- Intoxicaciones con disolventes, barnices, colas u otros productos
- similares.
- Entre las Medidas preventivas a tener en cuenta se encuentran:Cercos y hojas de puertas y ventanas.
- Cuadros eléctricos.
- Materiales.
- Plataforma de trabajo.
- Extintores.
- Equipos de trabajo.
- Iluminación.
- Limpieza.

Por su parte, en cuanto a los Firmes y pavimentos (Extendido y compactación) deberán considerarse los siguientes aspectos.

Antes de iniciar los trabajos:

- Se colocará la señalización reglamentaria, precisamente autorizada por la dirección, para ordenar el tráfico.

Durante los trabajos:

- Las maniobras de acercamiento de los camiones marcha atrás, a la extendedora, serán dirigidas por un ayudante.
- No se permitirá la circulación o permanencia de persona alguna entre las máquinas de compactación.
- Cuando se trabaje en proximidad al tráfico, la zona de circulación debe quedar claramente diferenciada de la de trabajo por medio de conos, con el fin de encauzar el tráfico y proteger a los operarios del tajo del firme.
- Queda terminantemente prohibido iniciar el levantamiento de la caja de los camiones en las proximidades de las líneas eléctricas.
- Las distancias mínimas que deben observarse entre la parte más elevada de la máquina o vehículo y los cables de las líneas eléctricas son las anteriormente especificadas.

Por último, en cuanto a la prevención de riesgos profesionales, señalar que todas las personas que participan en la obra, incluidos visitantes deberá tener a disposición.

- Guantes de uso general.
- Guantes de goma finos.
- Guantes de soldador.
- Guantes dieléctricos.
- Botas de agua.
- Botas de seguridad de lona y serraje.
- Botas de seguridad de piel.
- Botas dieléctricas.
- Monos o buzos: se tendrán en cuenta las reposiciones a lo largo de la obra, según Convenio Colectivo Provincial.
- Trajes de agua.
- Gafas contra impactos y antipolvo.
- Gafas para oxicorte.
- Pantallas de soldador.
- Mascarillas antipolvo.
- Filtros para mascarilla.
- Protectores auditivos.
- Polainas de soldador.
- Manguitos de soldador.
- Mandiles de soldador.
- Cinturones de seguridad de sujeción.
- Cinturones antivibratorios.
- Chalecos reflectantes.

5.10.7.- Formación

Todo el personal debe recibir, al ingresar en la obra, una exposición, que tendrá una duración media de 4 horas por trabajador, de los métodos de trabajo y los riesgos que éstos pudieran entrañar, juntamente con las medidas de seguridad que deberá emplear. Se completarán las charlas con carteles informativos y señales que recuerden la obligación de observar las Normas de Seguridad.

Eligiendo al personal más cualificado, se impartirán cursillos de socorrismo y primeros auxilios, de forma que todos los tajos dispongan de algún socorrista.

5.10.8.- Medicina preventiva y primeros auxilios

→ Botiquines

Se dispondrá al menos de un botiquín conteniendo el material especificado en la Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo.

→ Asistencia a los accidentados

Se deberá informar a la obra del emplazamiento de los diferentes Centros Médicos (Servicios propios, Mutuas Patronales, Mutualidades Laborales, Ambulatorios, etc.) donde debe trasladarse a los accidentados para su más rápido y efectivo tratamiento.

Es muy conveniente disponer en la obra, y en sitio bien visible, de una lista con los teléfonos y direcciones de los Centros asignados para urgencias, ambulancias, taxis, etc., para garantizar un rápido transporte de los posibles accidentados a los Centros de Asistencia Sanitaria.

→ Reconocimiento Médico

Todo el personal que empiece a trabajar en la obra, deberá pasar un reconocimiento médico previo al trabajo, y que será repetido en el periodo de doce meses.

Se analizará el agua destinada al consumo de los trabajadores para garantizar su potabilidad, si no proviene de la red de abastecimiento de la población.

→ Abono de la seguridad y la salud en el trabajo.

Se establece proporcional a la obra ejecutada en cada grupo de trabajos, y siempre que, a juicio de la Dirección de las obras, se hayan efectivamente adoptado en todo momento las debidas precauciones en el trabajo por parte del Contratista.

No se abonarán en caso de falta de aplicación de las medidas de seguridad establecidas.

5.10.9.- Pliego de condiciones

Los medios de protección cumplirán las condiciones especificadas en la normativa vigente. En este Estudio de Seguridad y Salud se incluye el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares en el que se describe las condiciones que deben de cumplir los elementos de Seguridad y Salud, la forma de abono y las características de los mismos.

5.10.10.- Conclusión

Considerando este Estudio de Seguridad y Salud adaptado a la normativa vigente y con suficiente detalle para servir de guía durante la ejecución de las obras, se incluye en el Proyecto al cual se refiere para su tramitación conjunta.

6

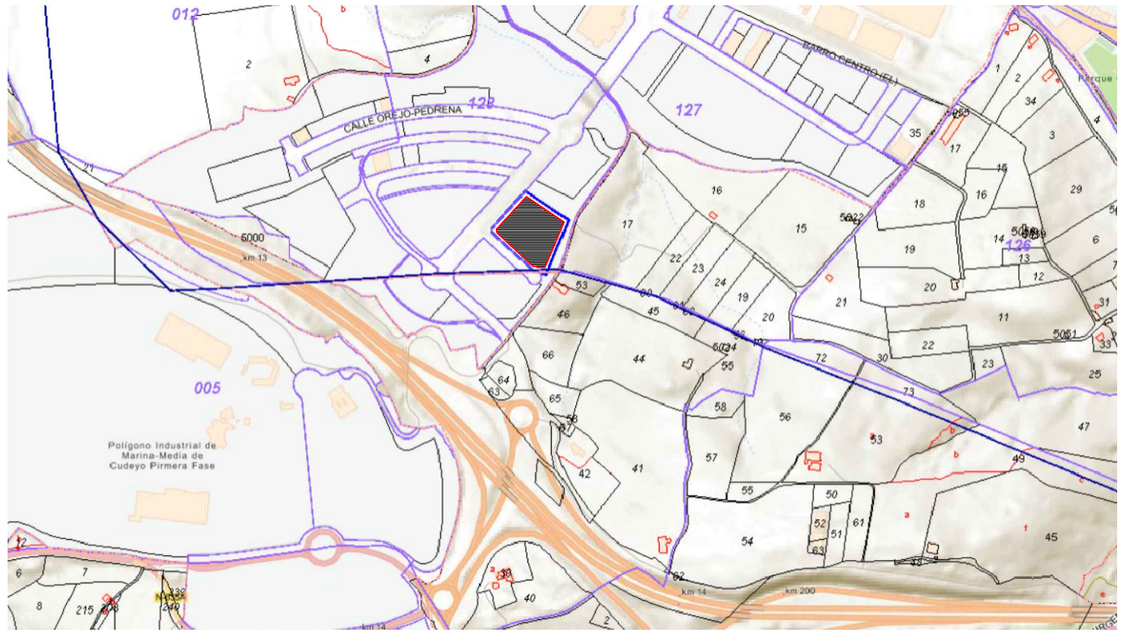
PLANOS

ÍNDICE DE PLANOS

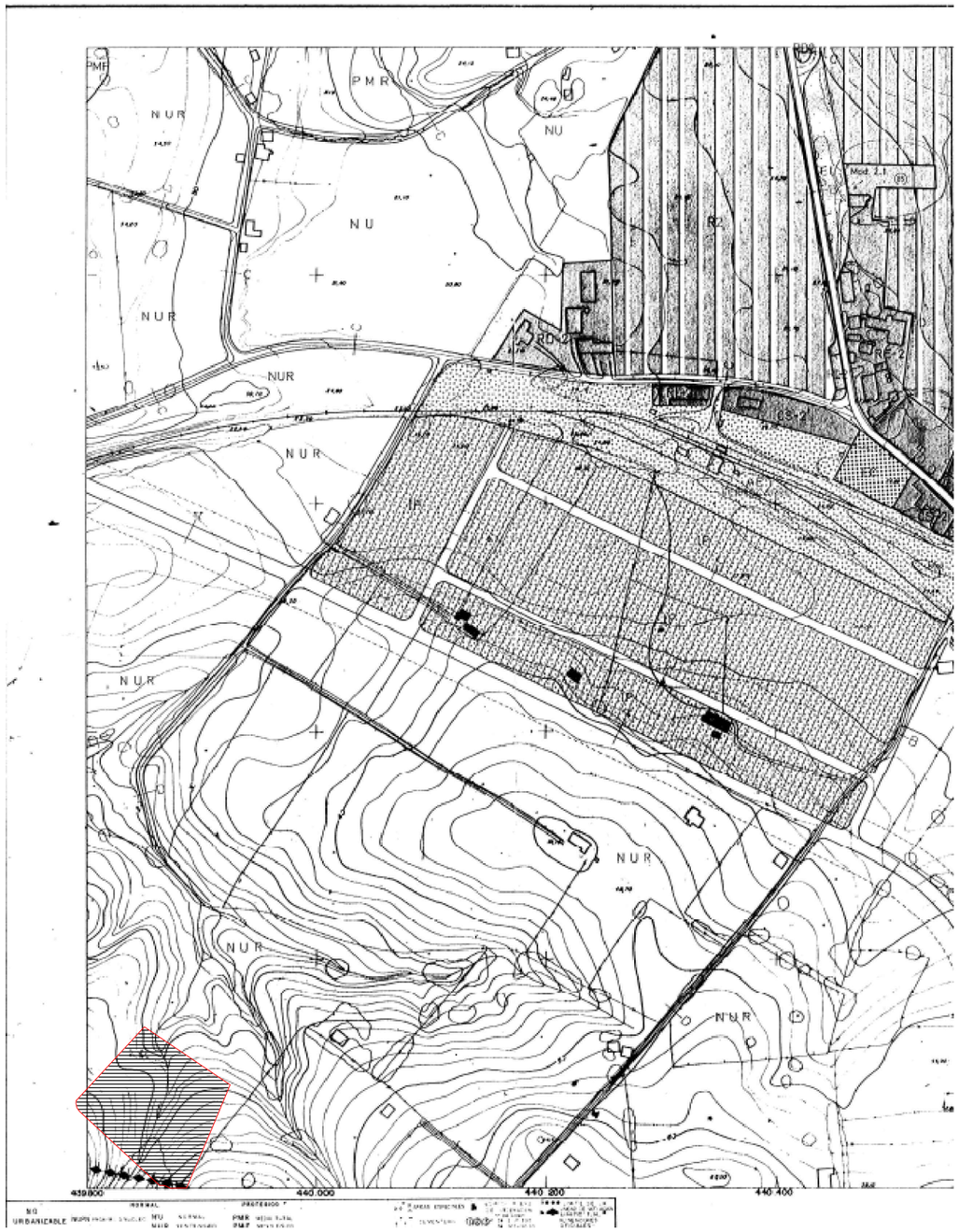
6.1.- SITUACIÓN 777
6.2.- PARCELA 3D 778
6.3.- DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS ESPACIOS DE LA NAVE 779
6.4.- DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LA CIMENTACIÓN 780
6.6.- DETALLE DE CIMETNACIÓN 2 782
6.7.- DETALLE DE CIMENTACIÓN 3 783
6.8.- PLANTA, ALZADO Y PERFIL DE LA ESTRUCTURA 784
6.9.- VISTA 3D ESTRUCTURA PRINCIPAL 785
6.10.- LOCALIZACIÓN Y DISPOSICIÓN DE LAS CORREAS 786
6.11.- VISTA 3D CORREAS 787
6.12.- DISTRIBUCIÓN OFICINAS Y DETALLES 788
6.13.- DISTRIBUCIÓN VESTUARIOS Y DETALLES 789
6.14.- FORJADO OFICINA 790
6.15.- UNIONES PÓRTICO FACHADA 1 791
6.16.- UNIONES PÓRTICO FACHADA 2 792
6.17.- UNIONES PÓRTICO INTERMEDIO 793
6.18.- DETALLE UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 1 794
6.19.- DETALLE UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 2 795
6.20.- DETALLE UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 3 796
6.21.- DETALLES CERRAMIENTO 797



VISTA AÉREA



CARTOGRAFÍA CATASTRAL



PLAN GENERAL DE ORDENACIÓN URBANA - 1987

N

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

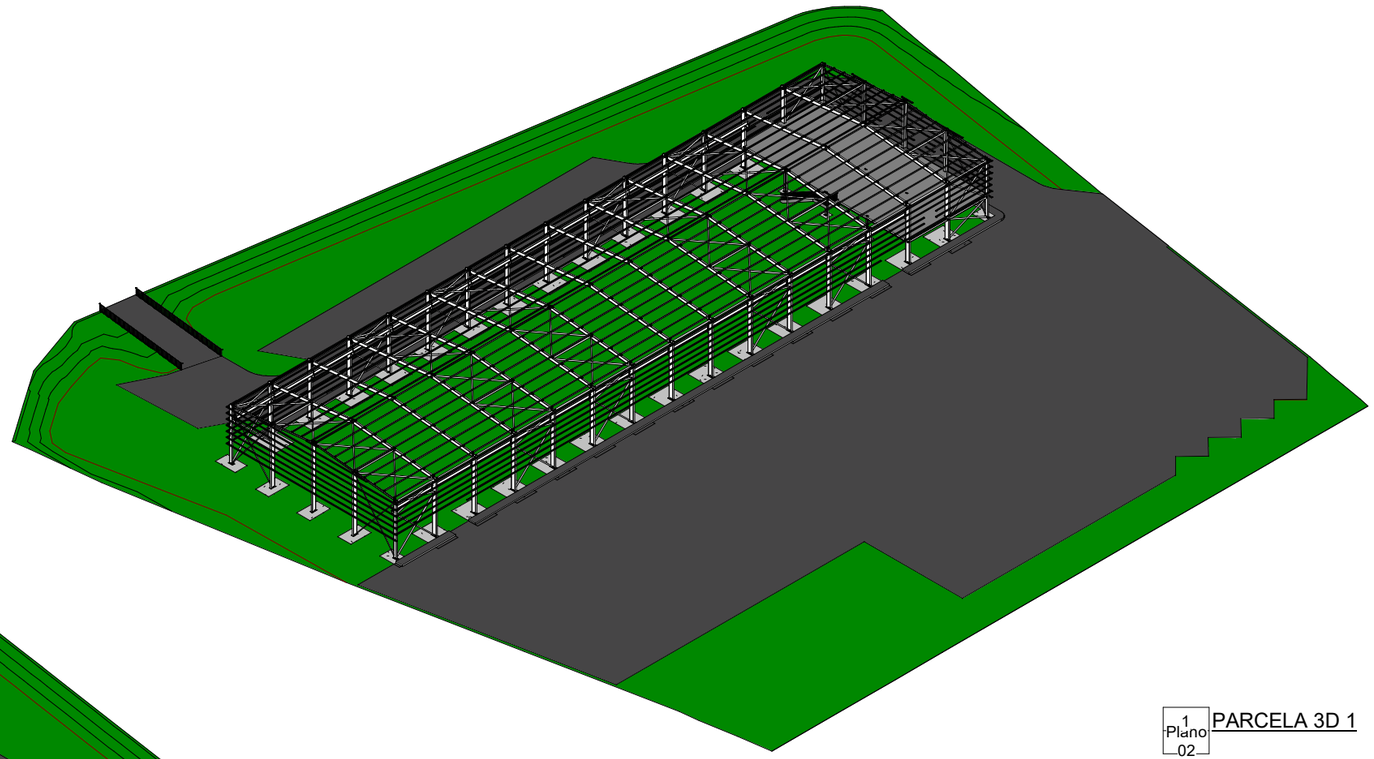
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

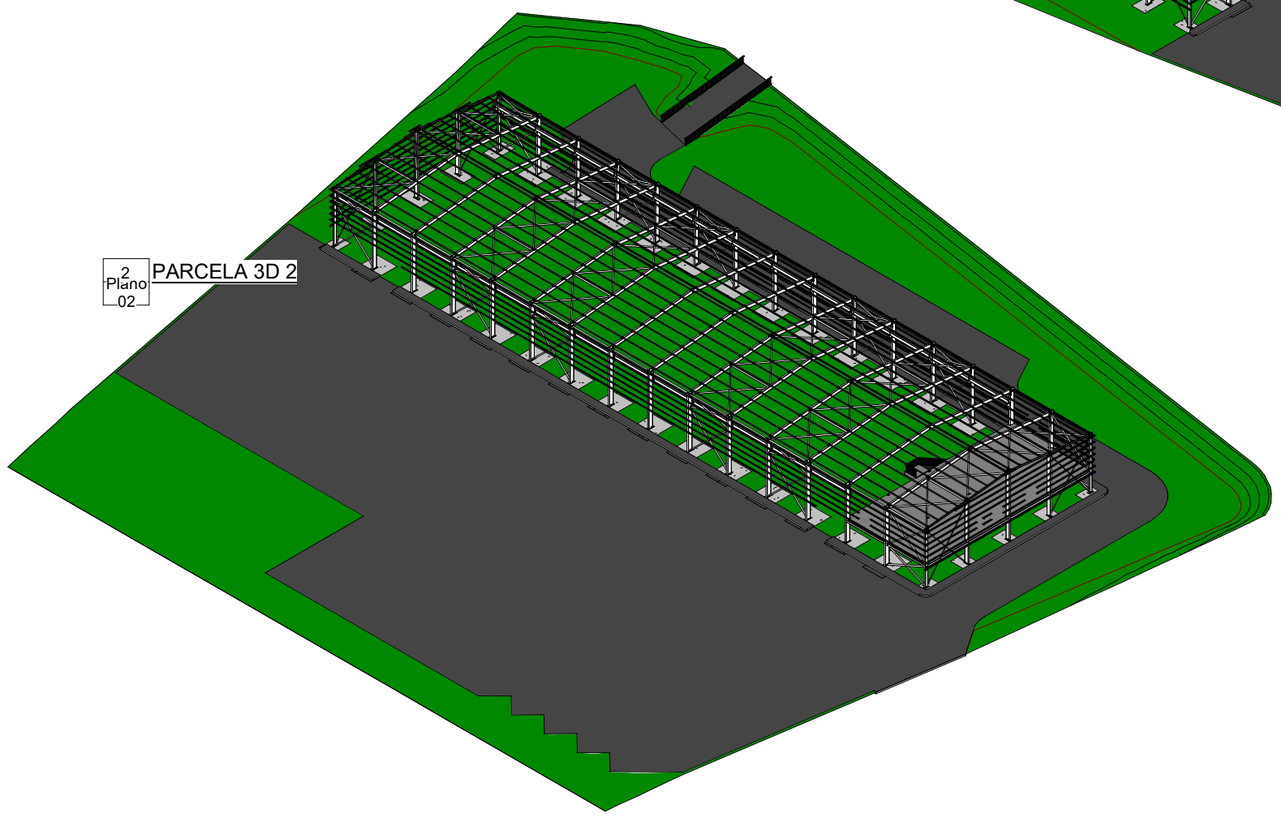
NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

SITUACIÓN

Proyecto	PROY-2022	Plano 01
Fecha	AGO-2022	
Dibujado por	Manuel Verano	
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala



1 Plano 02 PARCELA 3D 1



2 Plano 02 PARCELA 3D 2

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACION

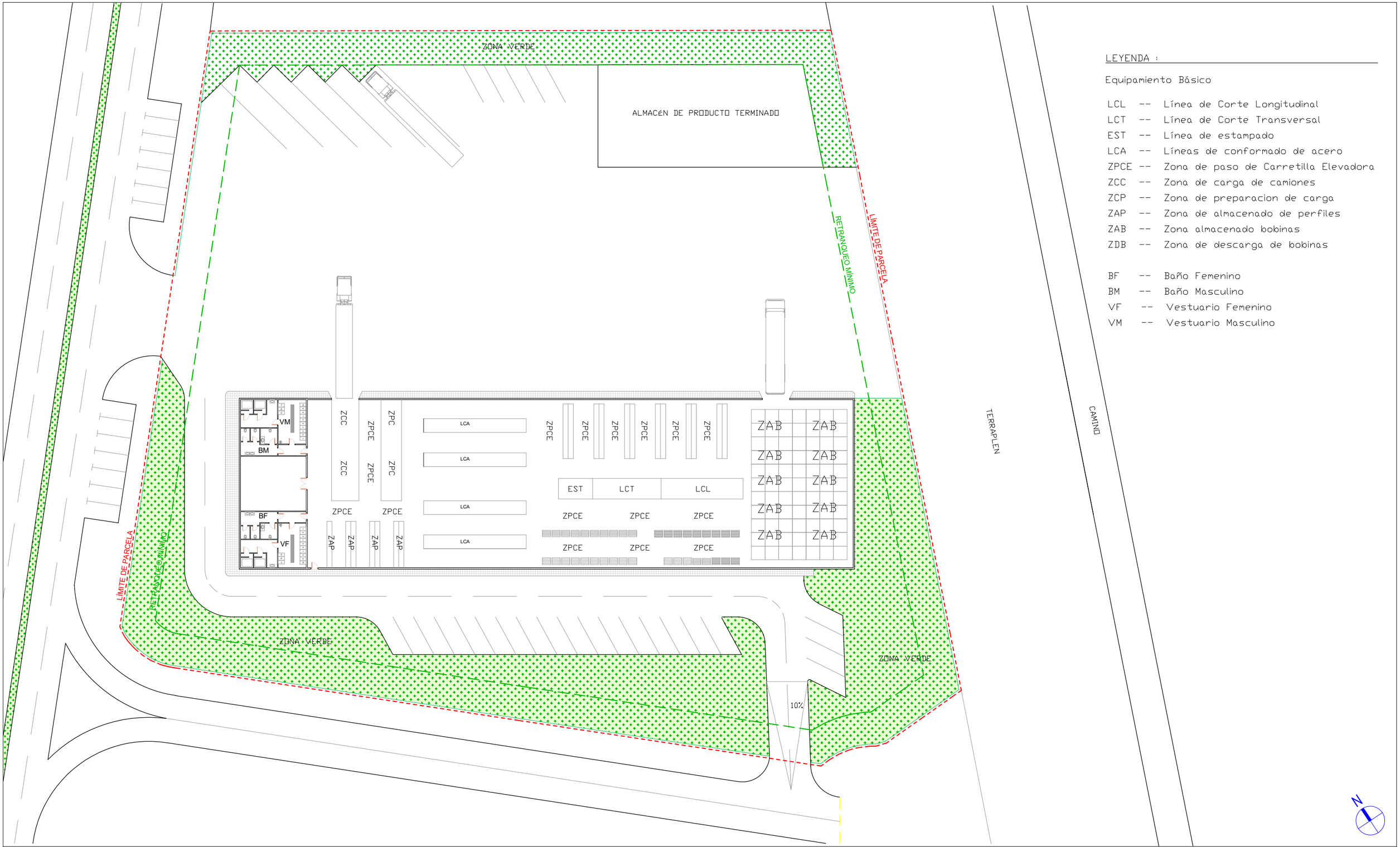
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

PARCELA 3D

Proyecto	PROY-2022	Plano 02
Fecha	NOV-2022	
Dibujado por	Manuel Verano	
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala



LEYENDA :

Equipamiento Básico

LCL	--	Línea de Corte Longitudinal
LCT	--	Línea de Corte Transversal
EST	--	Línea de estampado
LCA	--	Líneas de conformado de acero
ZPCE	--	Zona de paso de Carretilla Elevadora
ZCC	--	Zona de carga de camiones
ZCP	--	Zona de preparacion de carga
ZAP	--	Zona de almacenado de perfiles
ZAB	--	Zona almacenado bobinas
ZDB	--	Zona de descarga de bobinas

BF	--	Baño Femenino
BM	--	Baño Masculino
VF	--	Vestuario Femenino
VM	--	Vestuario Masculino

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

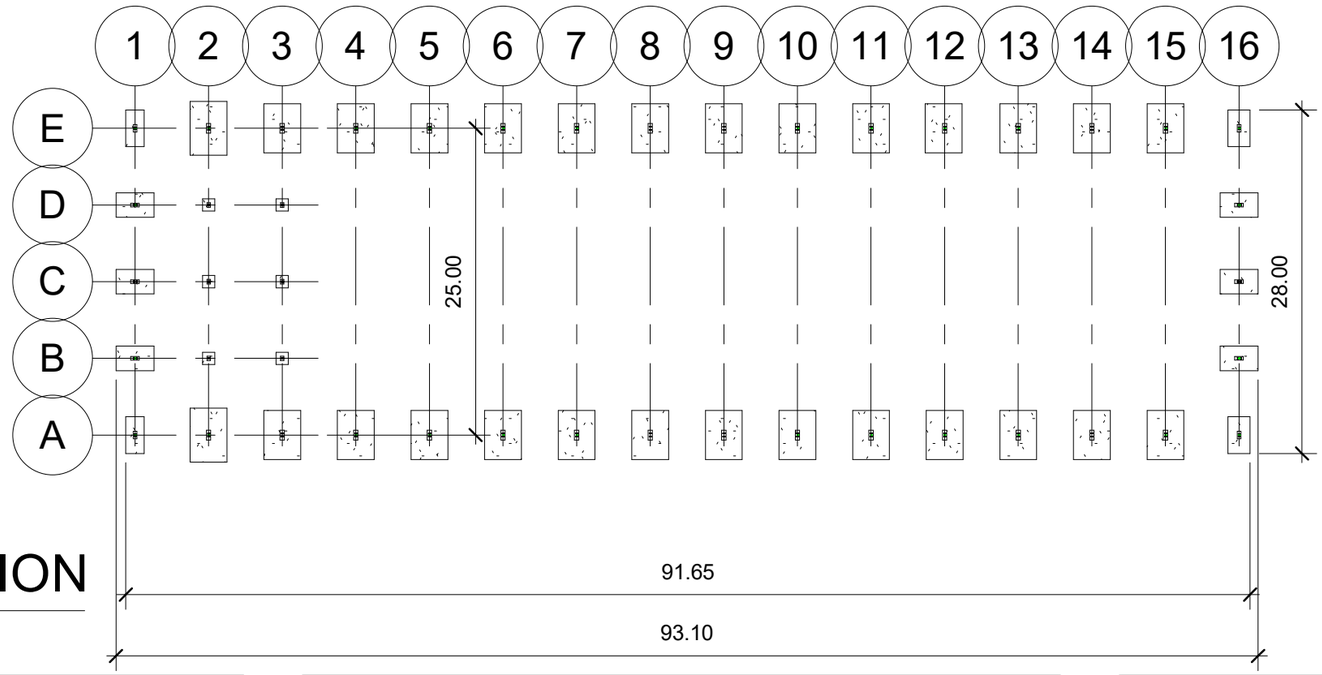
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS ESPACIOS DE LA NAVE

Proyecto	PROY-2022	Plano 03
Fecha	AGO-2022	
Dibujado por	Manuel Verano	
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala 1/500



1 CIMENTACION

1 : 500

Tabla de planificación de cimentación estructural				
Analítico: Número de cimentación	Marca	Longitud	Anchura	Grosor de cimentación
1	A	3.00	1.50	0.60
2	A	4.40	3.00	0.90
3	A	4.00	3.00	0.80
4	A	4.00	3.00	0.80
5	A	4.00	3.00	0.80
6	A	4.00	3.00	0.80
7	A	4.00	3.00	0.80
8	A	4.00	3.00	0.80
9	A	4.00	3.00	0.80
10	A	4.00	3.00	0.80
11	A	4.00	3.00	0.80
12	A	4.00	3.00	0.80
13	A	4.00	3.00	0.80
14	A	4.00	3.00	0.80
15	A	4.00	3.00	0.80

Tabla de planificación de cimentación estructural				
Analítico: Número de cimentación	Marca	Longitud	Anchura	Grosor de cimentación
16	A	3.00	1.80	0.60
1	B	2.00	3.10	0.60
2	B	1.00	1.00	0.50
3	B	1.00	1.00	0.50
16	B	2.00	3.10	0.60
1	C	2.00	3.10	0.60
2	C	1.00	1.00	0.50
3	C	1.00	1.00	0.50
16	C	2.00	3.10	0.60
1	D	2.00	3.10	0.60
2	D	1.00	1.00	0.50
3	D	1.00	1.00	0.50
16	D	2.00	3.10	0.60
1	E	3.00	1.50	0.60
2	E	4.40	3.00	0.90

Tabla de planificación de cimentación estructural				
Analítico: Número de cimentación	Marca	Longitud	Anchura	Grosor de cimentación
3	E	4.00	3.00	0.80
4	E	4.00	3.00	0.80
5	E	4.00	3.00	0.80
6	E	4.00	3.00	0.80
7	E	4.00	3.00	0.80
8	E	4.00	3.00	0.80
9	E	4.00	3.00	0.80
10	E	4.00	3.00	0.80
11	E	4.00	3.00	0.80
12	E	4.00	3.00	0.80
13	E	4.00	3.00	0.80
14	E	4.00	3.00	0.80
15	E	4.00	3.00	0.80
16	E	3.00	1.80	0.60

Nota: Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

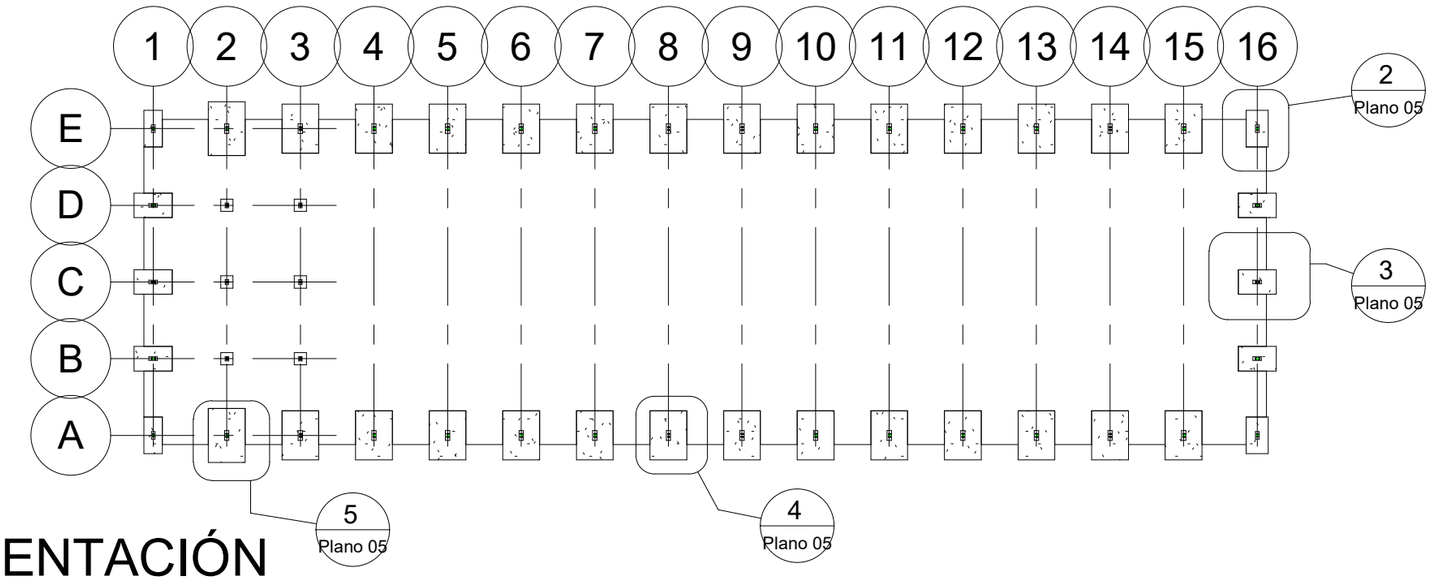
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

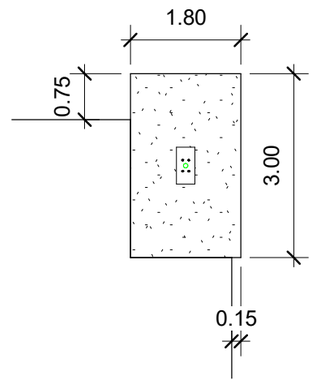
DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LA CIMENTACIÓN

Proyecto	PROY-2022	Plano 04	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	1 : 500



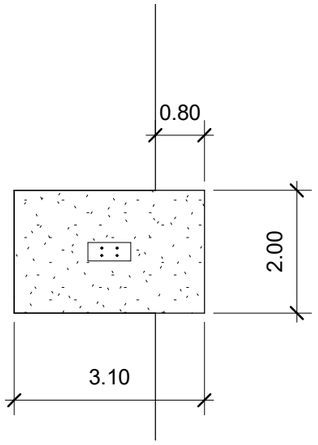
1 CIMENTACIÓN

1 : 500



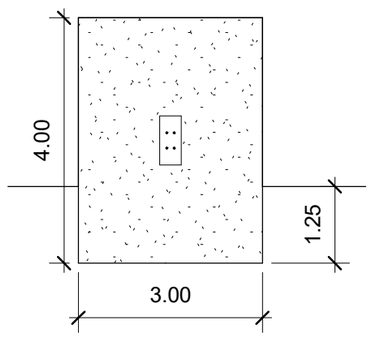
2 LOSA-ZAPATA ESQUINA

1 : 100



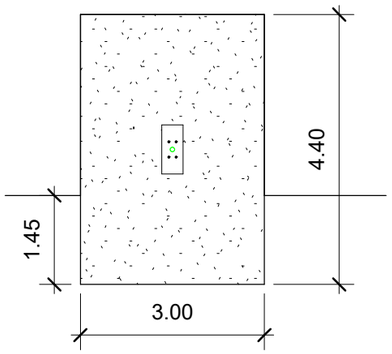
3 LOSA-ZAPATA FACHADA

1 : 100



4 LOSA-ZAPATA LATERAL

1 : 100



5 LOSA-ZAPATA LATERAL 2

1 : 100

Nota: Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

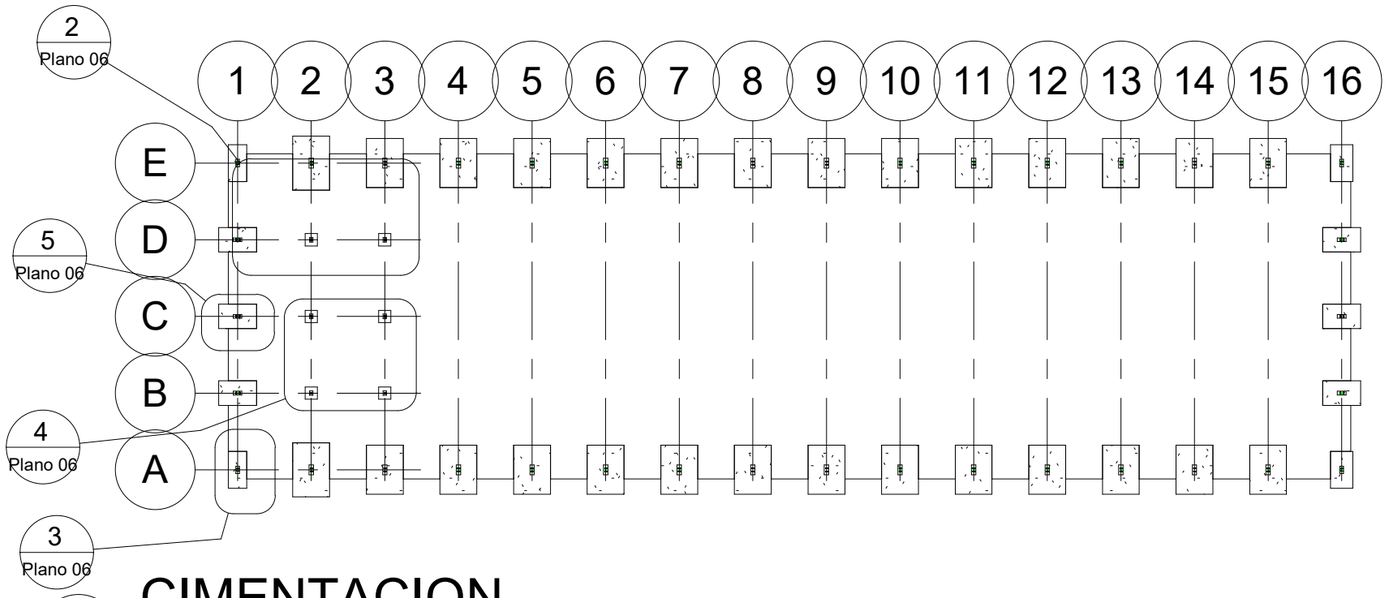
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

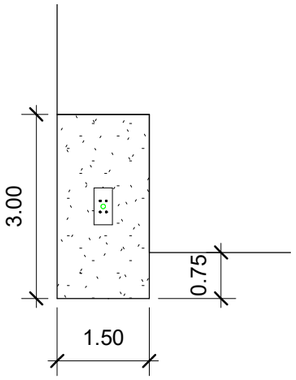
DETALLES DE CIMENTACIÓN 1

Proyecto	PROY-2022	Plano 05	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



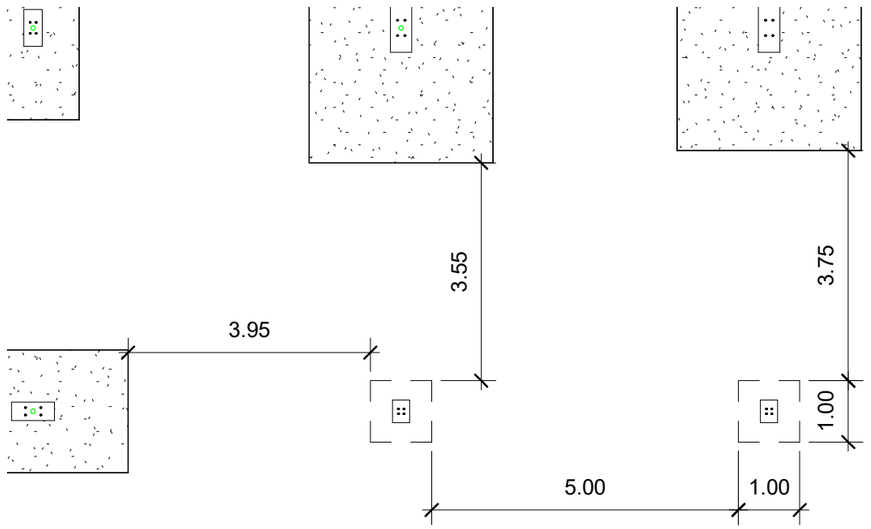
1 CIMENTACION.

1 : 500



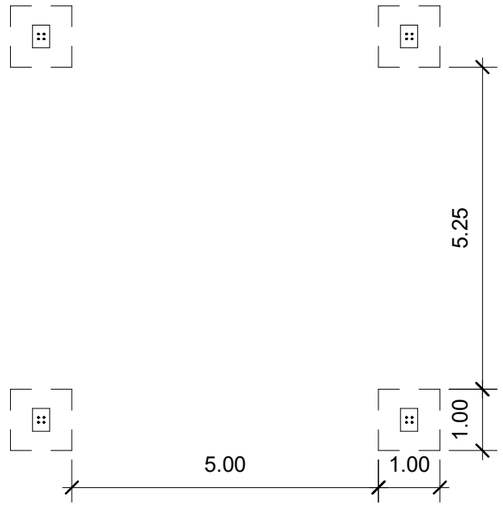
3 LOSA-ZAPATA ESQUINA.

1 : 100



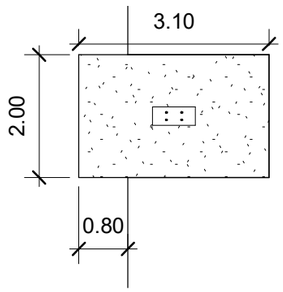
2 ZAPATAS OFICINAS

1 : 100



4 ZAPATAS OFICINAS 2

1 : 100



5 LOSA-ZAPATA FACHADA.

1 : 100

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

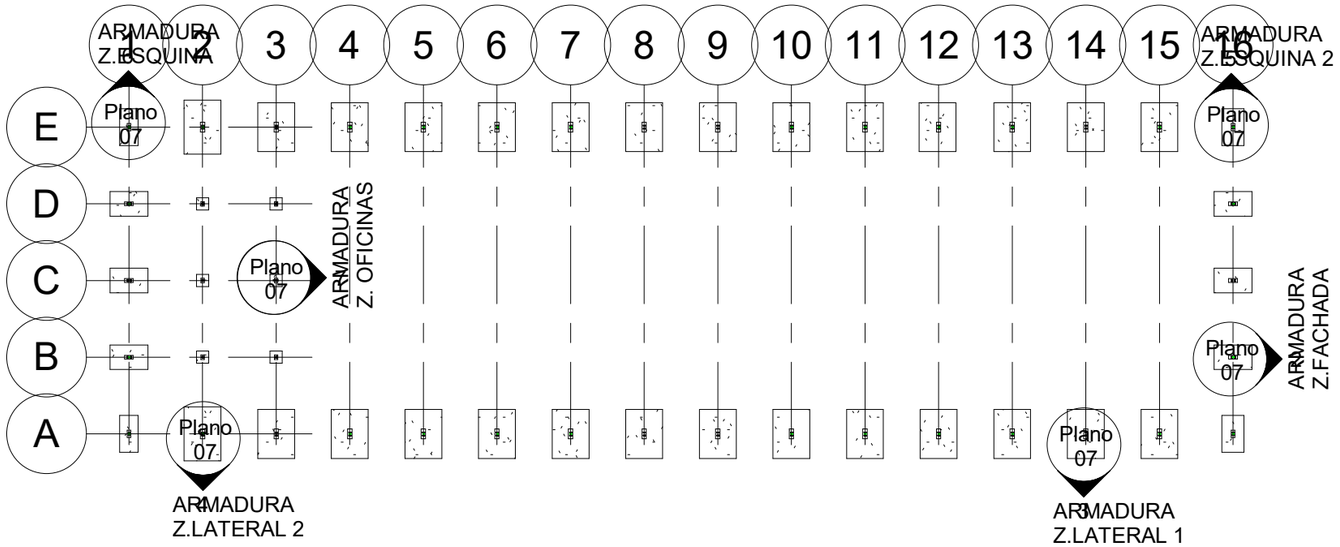
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

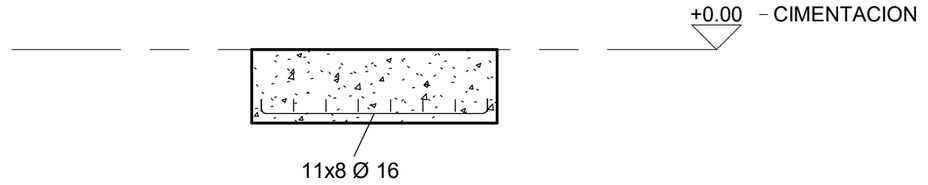
DETALLES DE CIMENTACIÓN 2

Proyecto	PROY-2022	Plano 06	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



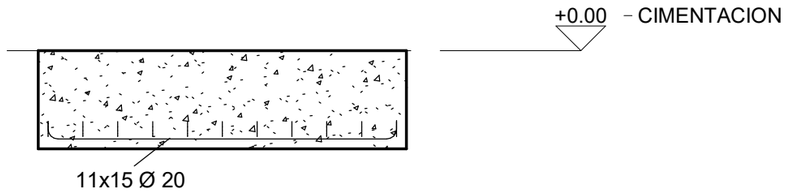
1 CiMENTACIÓN

1 : 500



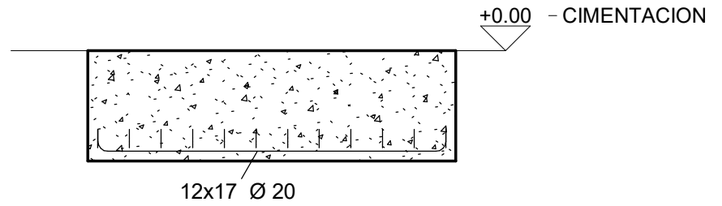
2 ARMADURA Z.FACHADA

1 : 50



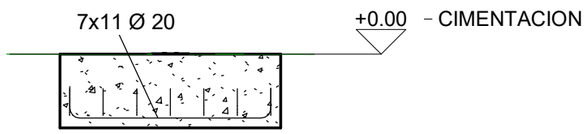
3 ARMADURA Z.LATERAL 1

1 : 50



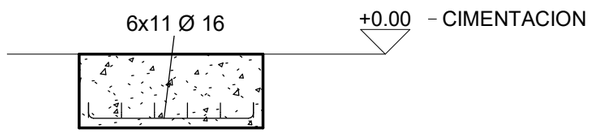
4 ARMADURA Z.LATERAL 2

1 : 50



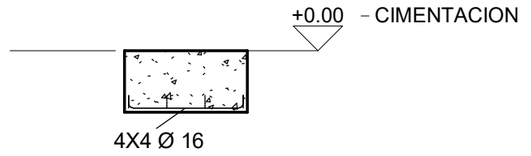
5 ARMADURA Z.ESQUINA 2

1 : 50



6 ARMADURA Z.ESQUINA

1 : 50



7 ARMADURA Z. OFICINAS

1 : 50

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

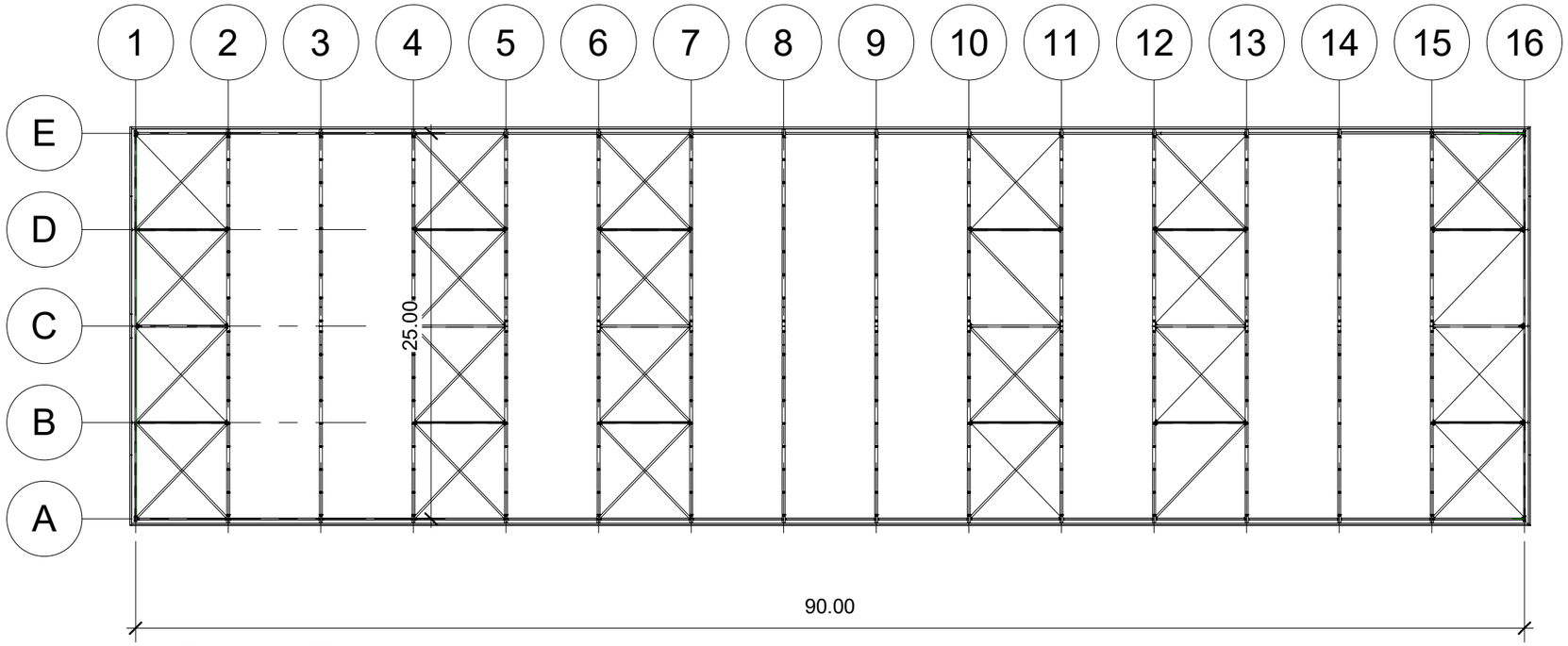
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

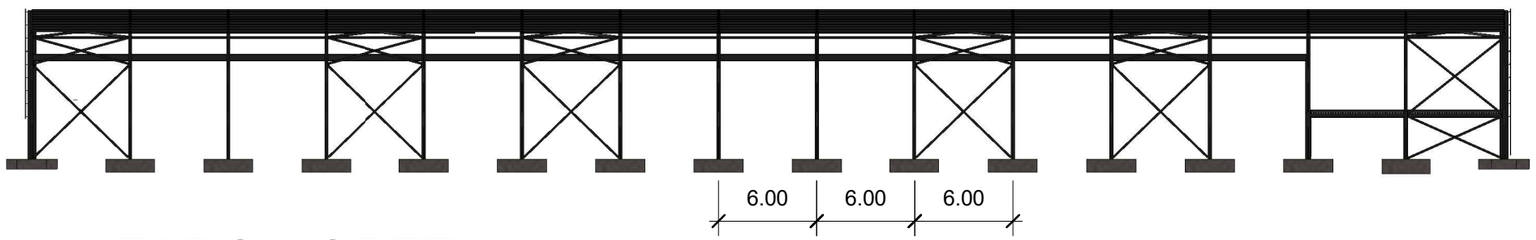
DETALLES DE CIMENTACIÓN 3

Proyecto	PROY-2022	Plano 07	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



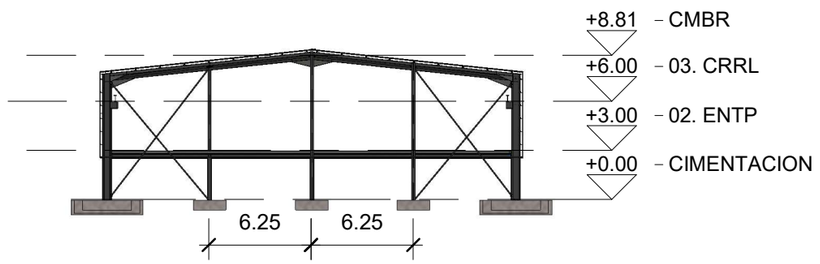
1 PLANTA.

1 : 375



2 ALZADO NORTE.

1 : 375



3 ALZADO ESTE.

1 : 375

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

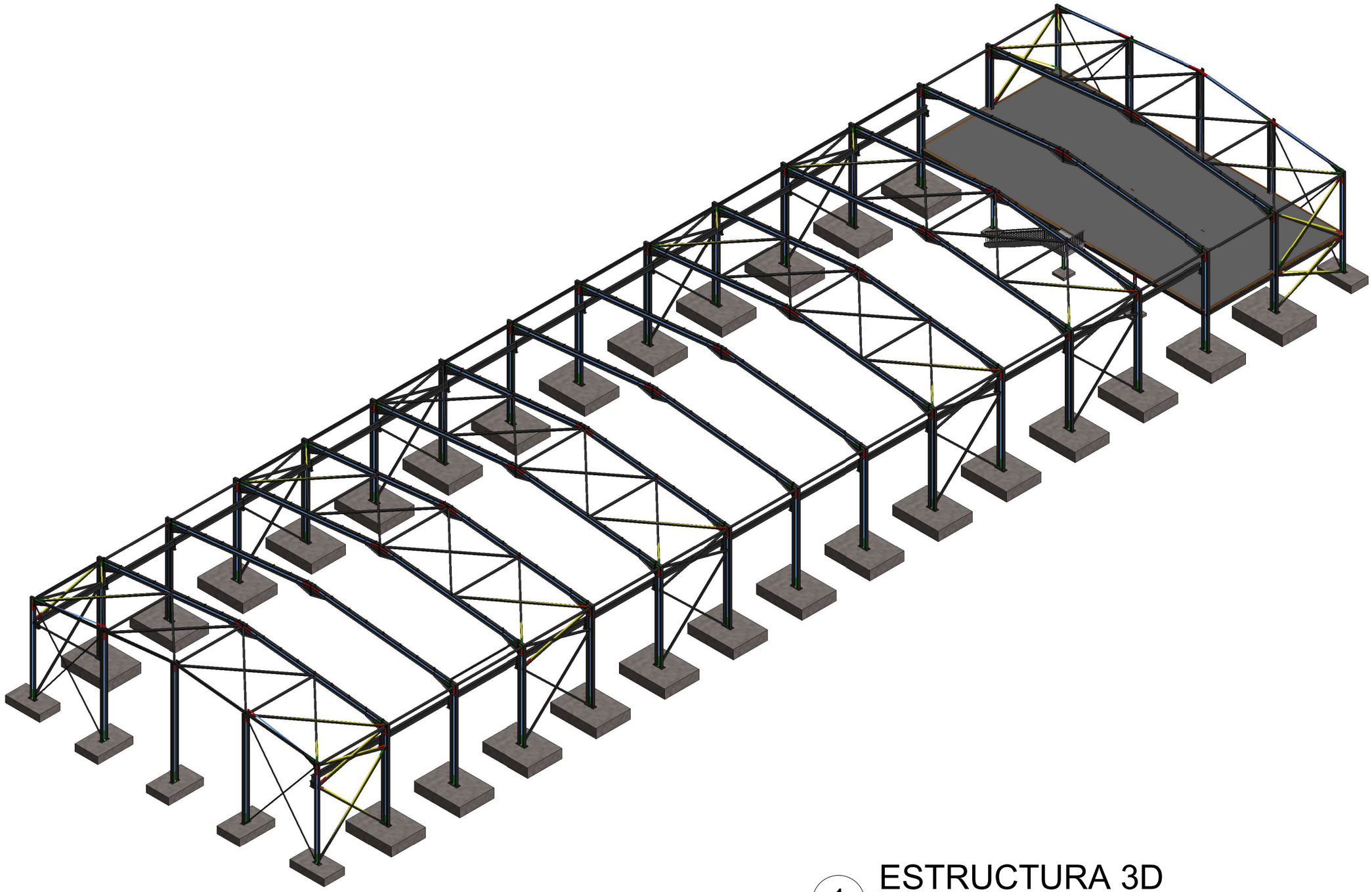
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

PLANTA, ALZADO Y PERFIL DE LA ESTRUCTURA

Proyecto	PROY-2022	Plano 08	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	1 : 375



1 ESTRUCTURA 3D

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

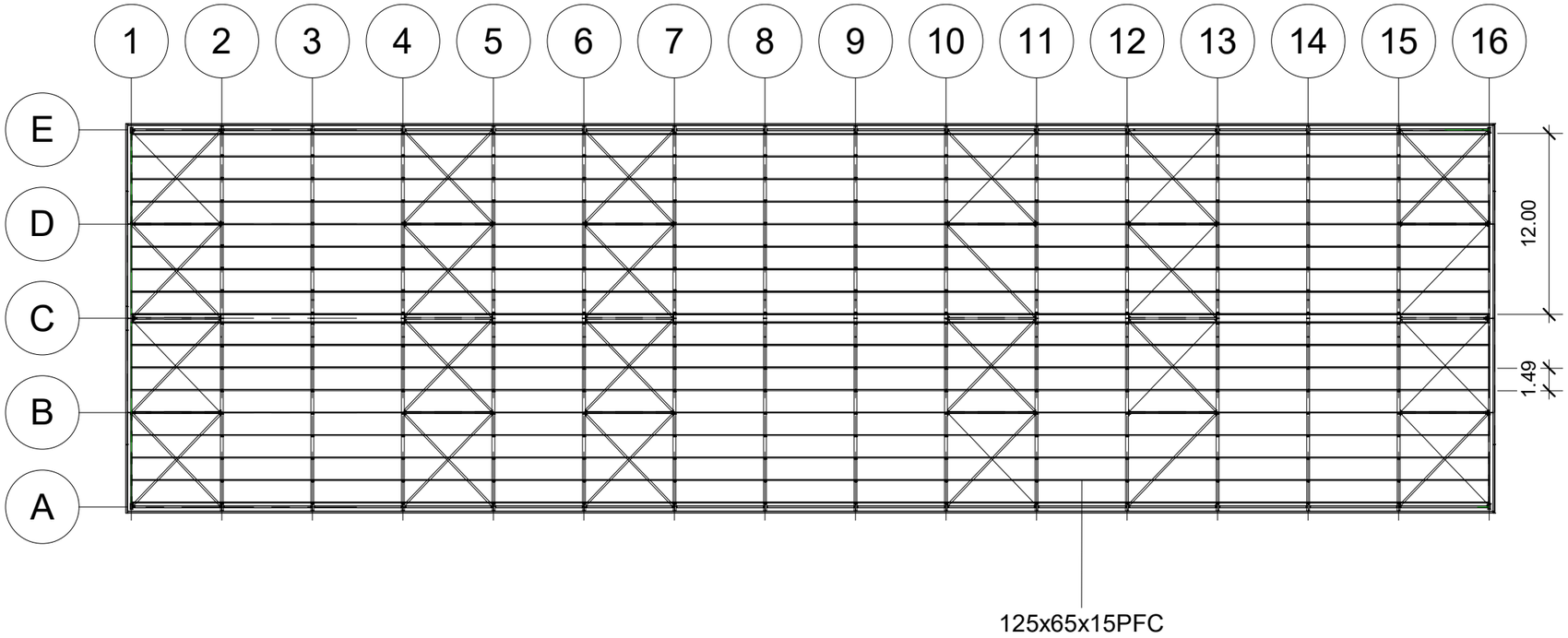
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

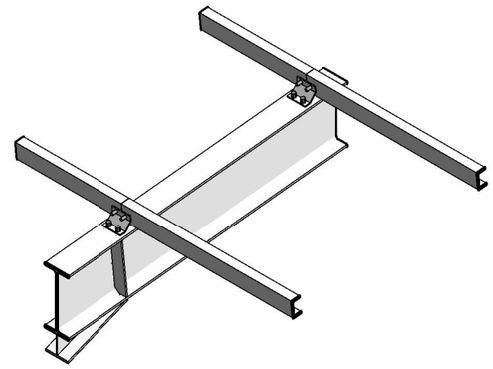
VISTA 3D ESTRUCTURA PRINCIPAL

Proyecto	PROY-2022	Plano 09
Fecha	AGO-2022	
Dibujado por	Manuel Verano	
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala

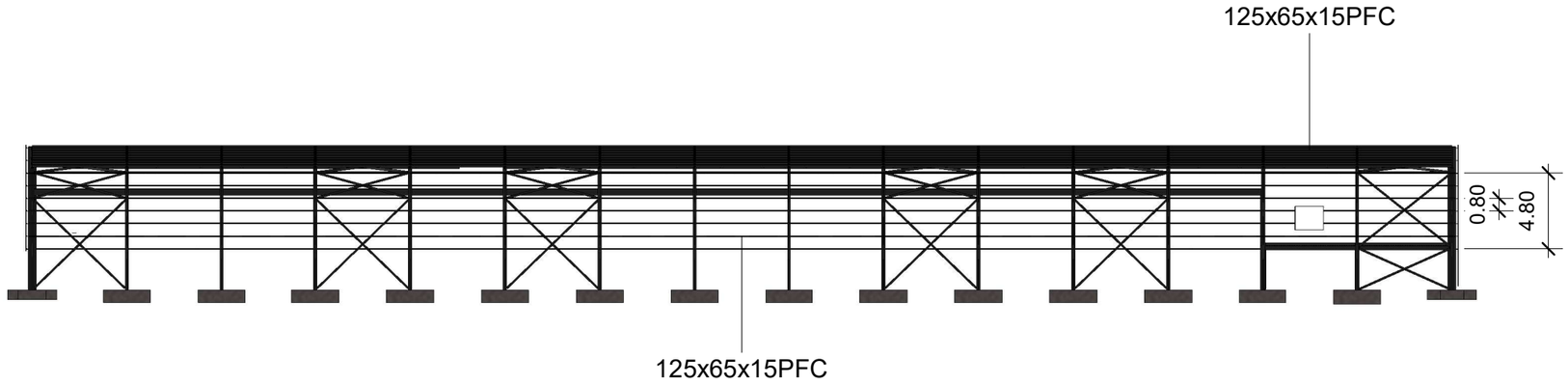


1 PLANTA CORREAS

1 : 375

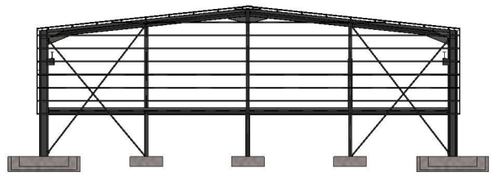


2 UNION CORREAS



3 ALZADO NORTE

1 : 375



4 ALZADO ESTE

1 : 375

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

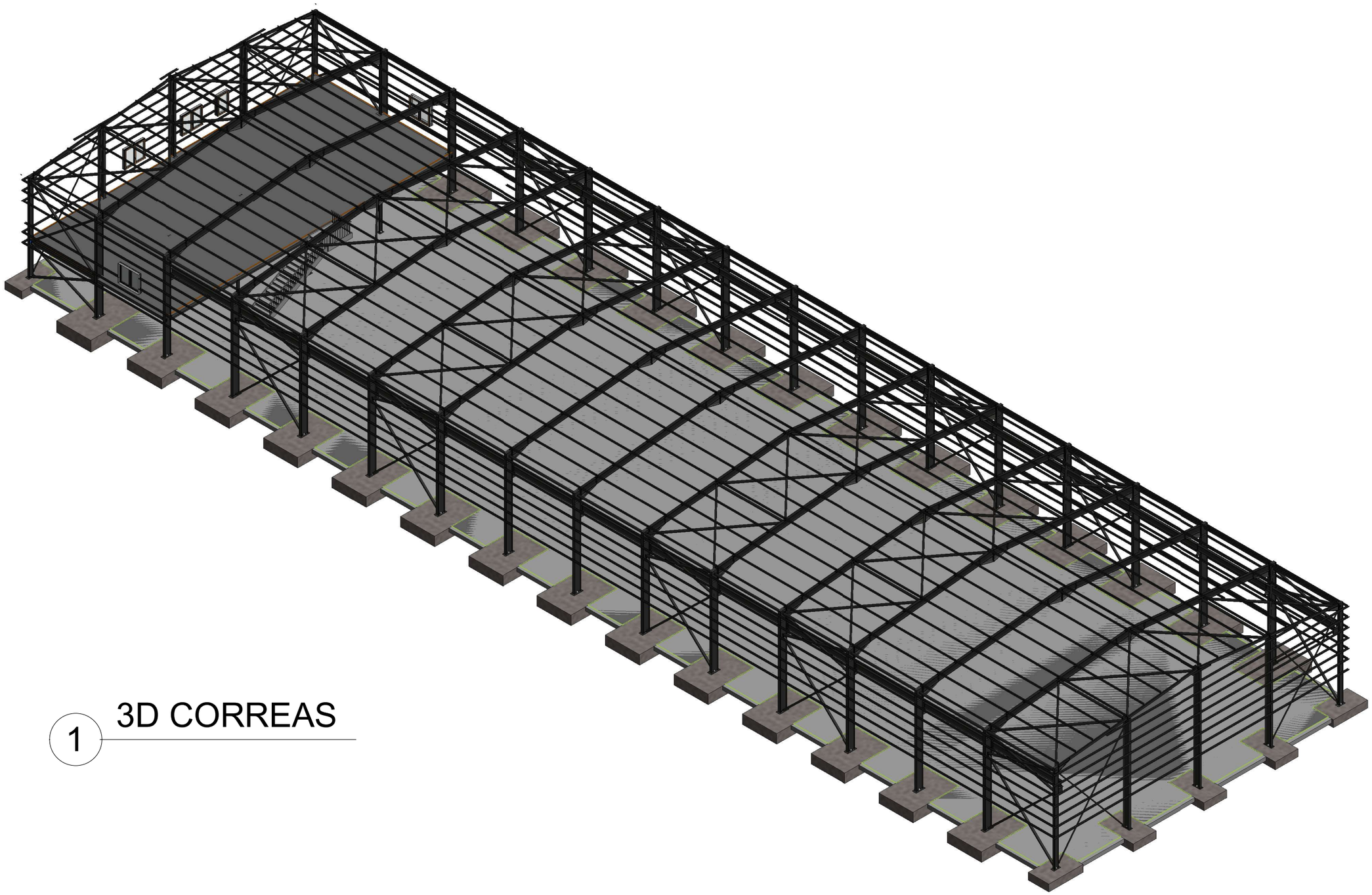
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

LOCALIZACIÓN Y DISPOSICIÓN DE LAS CORREAS

Proyecto	PROY-2022	Plano 10	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	1 : 375



1 3D CORREAS

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

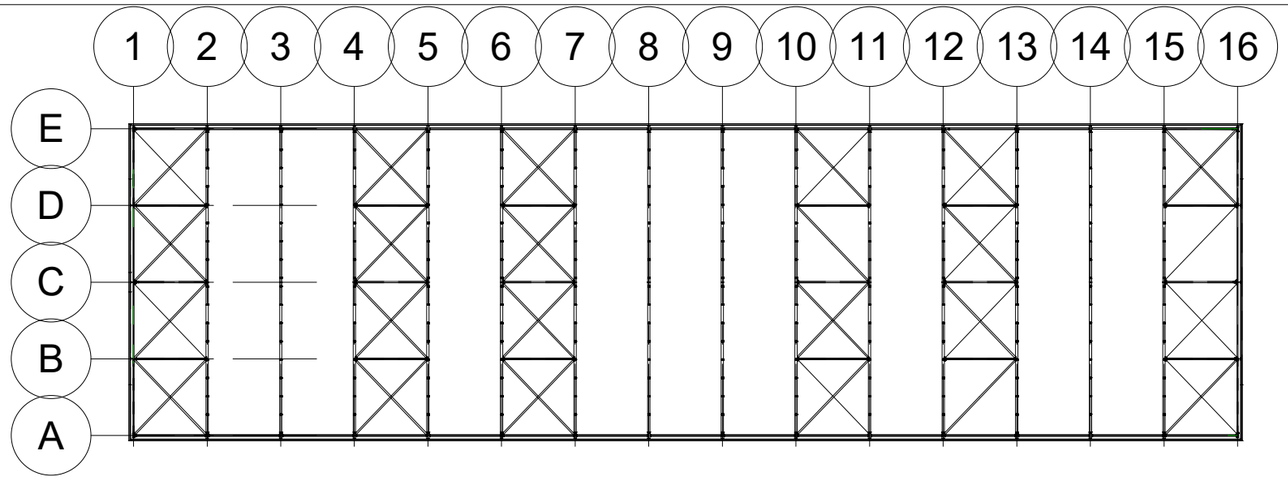
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

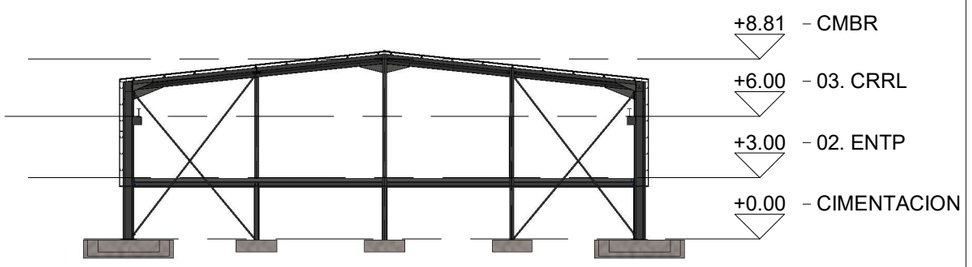
VISTA 3D CORREAS

Proyecto	PROY-2022	Plano 11
Fecha	AGO-2022	
Dibujado por	Manuel Verano	
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala



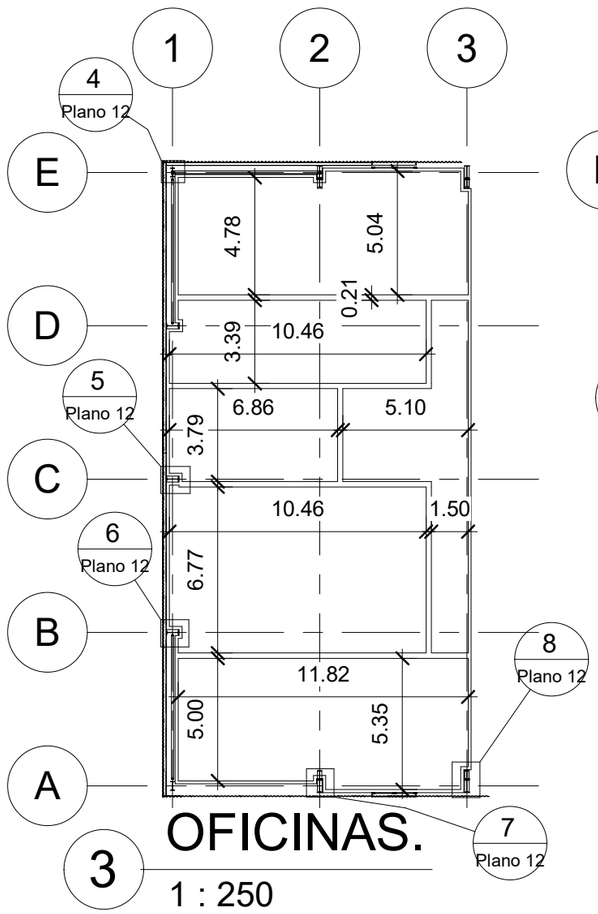
1 PLANTA GENERAL

1 : 500



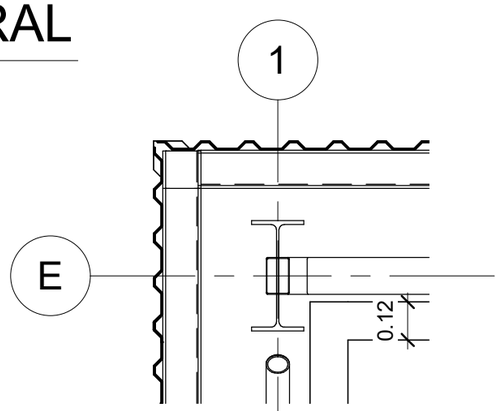
2 ALZADO

1 : 300



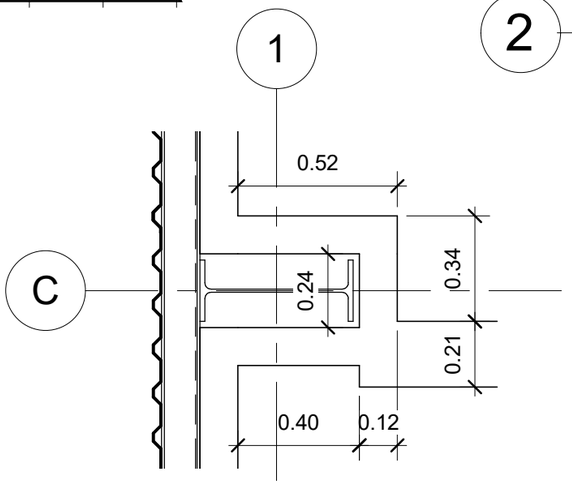
3 OFICINAS.

1 : 250



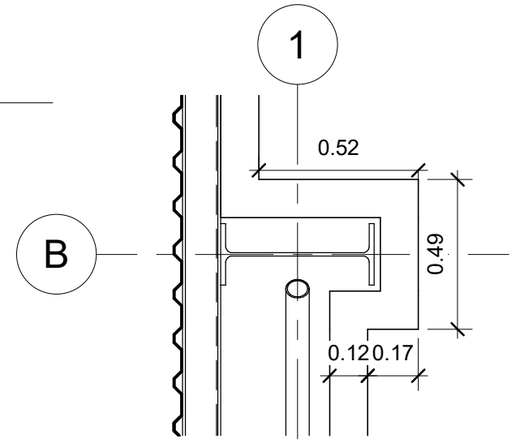
4 DETALLE O.1

1 : 20



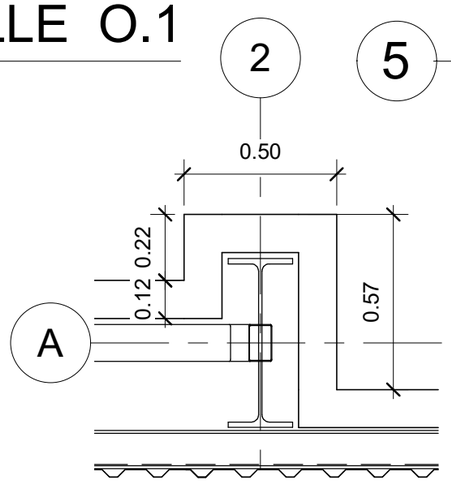
5 DETALLE O.2

1 : 20



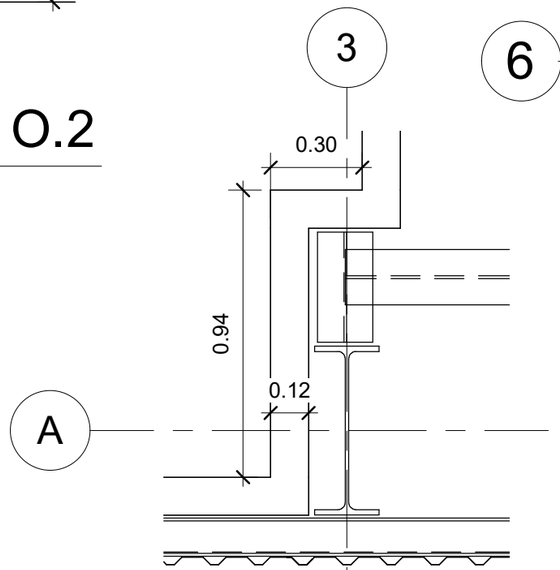
6 DETALLE O.3

1 : 20



7 DETALLE O.4

1 : 20



8 DETALLE O.5

1 : 20

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

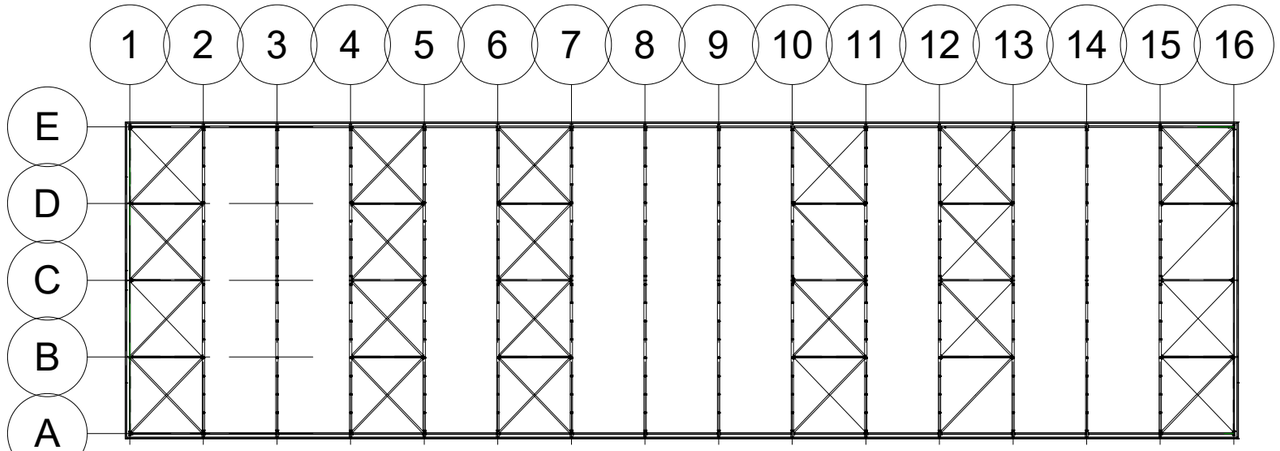
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

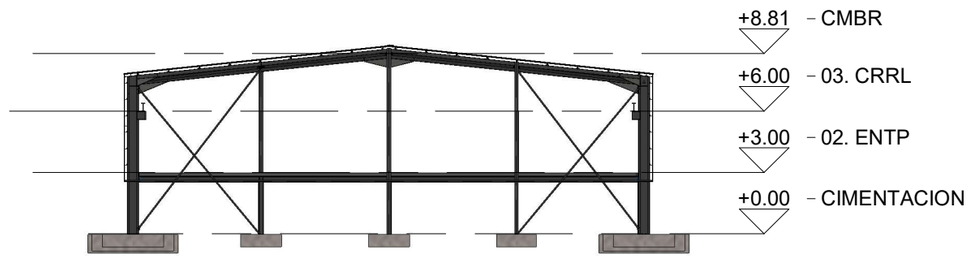
DISTRIBUCIÓN OFICINAS Y DETALLES

Proyecto	PROY-2022	Plano 12	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



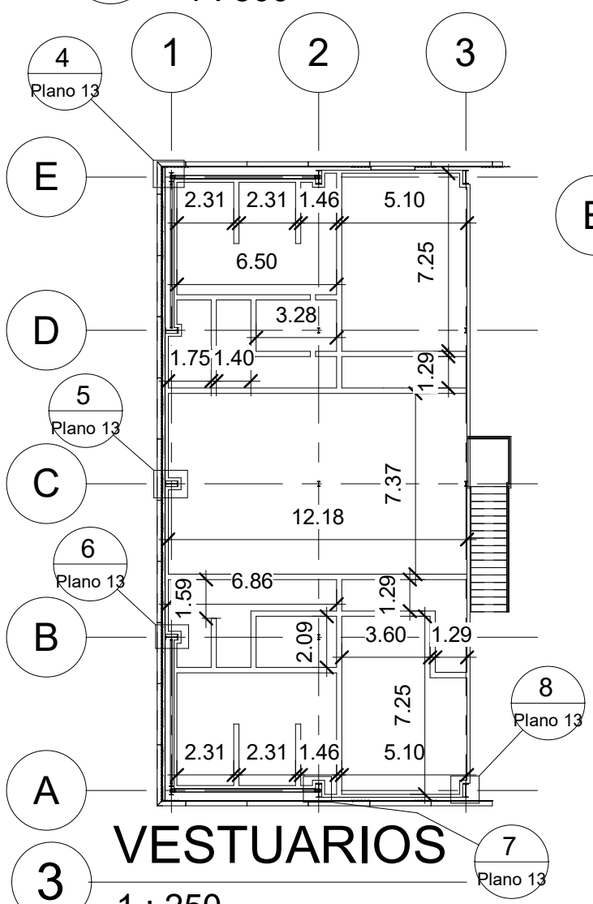
1 PLANTA GENERAL.

1 : 500



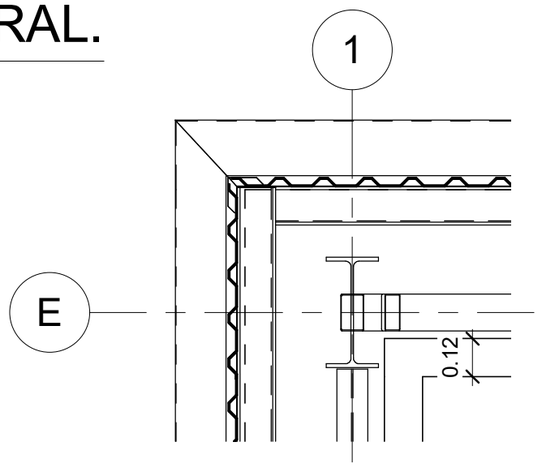
2 ALZADO.

1 : 300



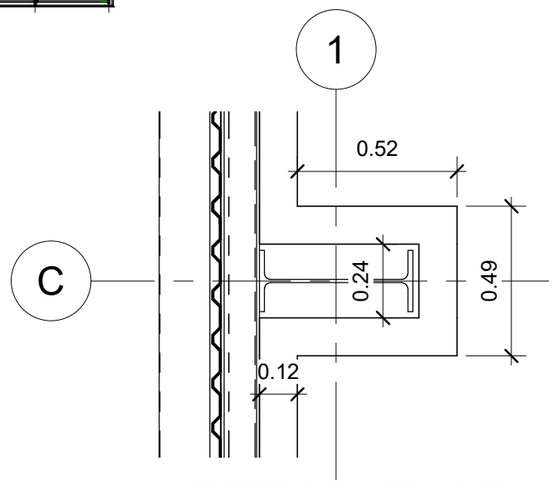
3 VESTUARIOS

1 : 250



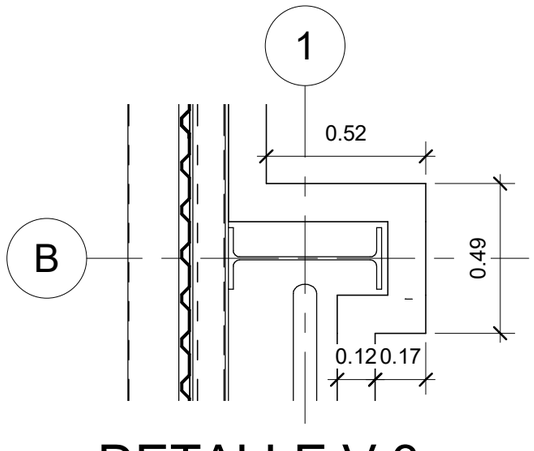
4 DETALLE V.1

1 : 20



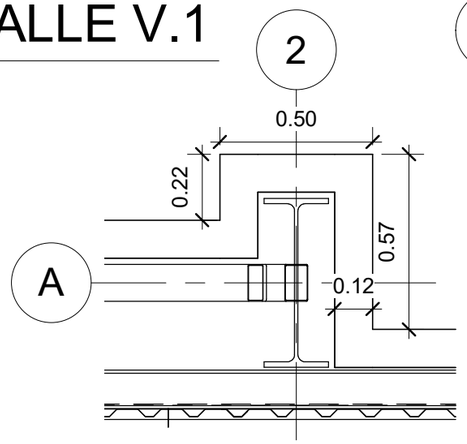
5 DETALLE V.2

1 : 20



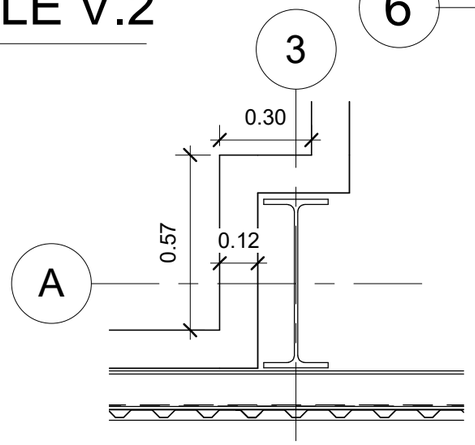
6 DETALLE V.3

1 : 20



7 DETALLE V.4

1 : 20



8 DETALLE V.5

1 : 20

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

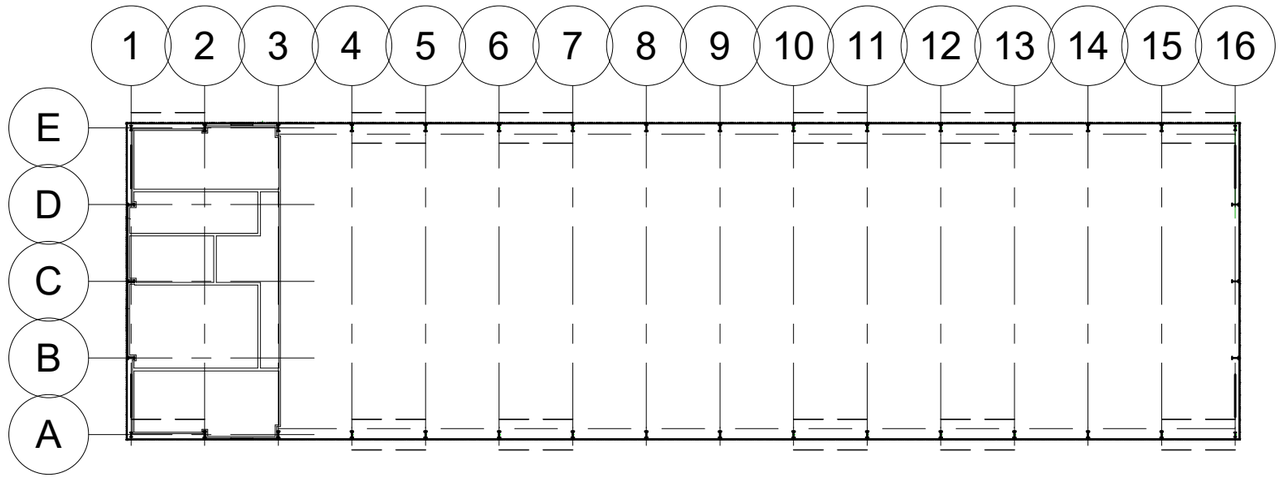
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

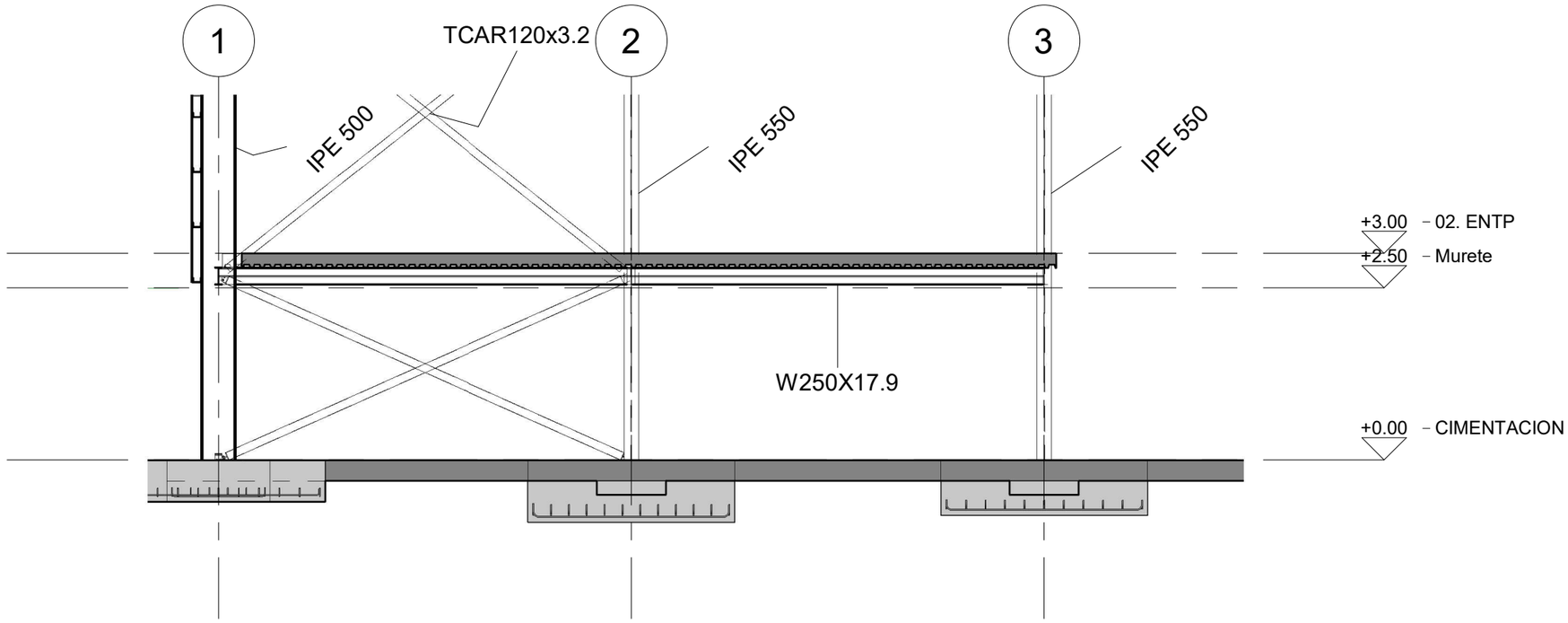
DISTRIBUCIÓN VESTUARIOS Y DETALLES

Proyecto	PROY-2022	Plano 13	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



2 PLANTA FORJADO

1 : 500



3 SECCION FORJADO

1 : 80

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

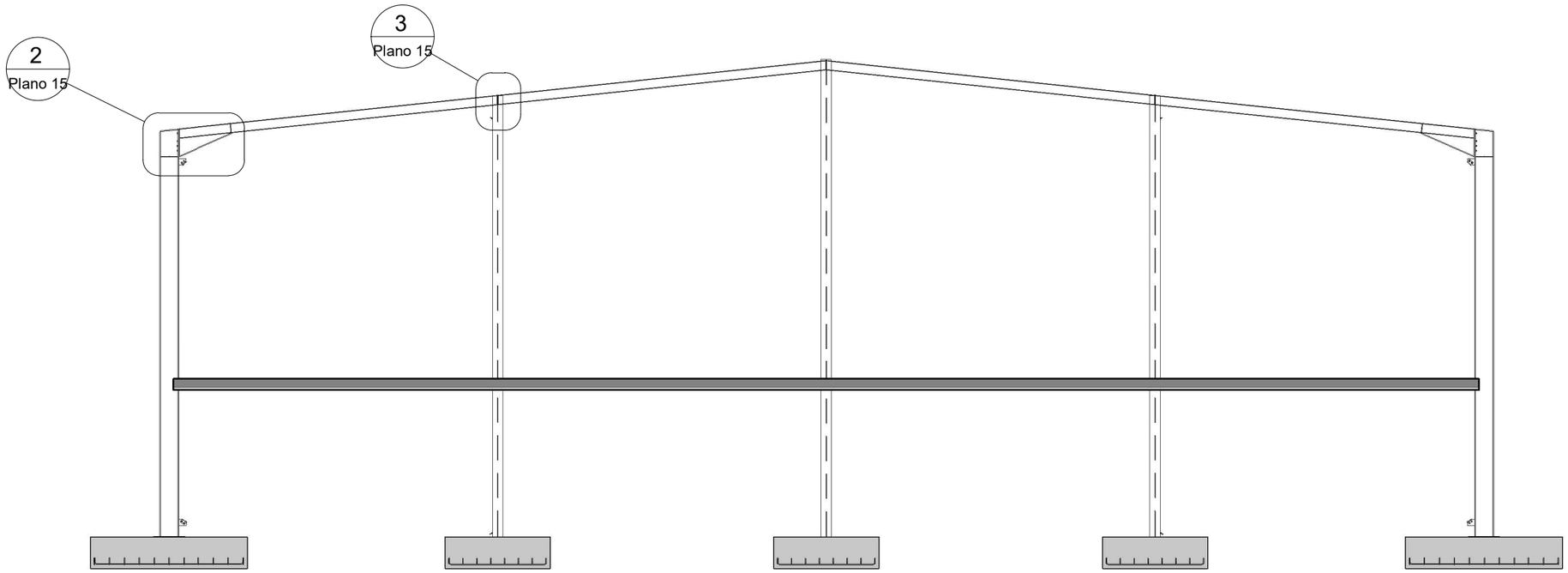
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

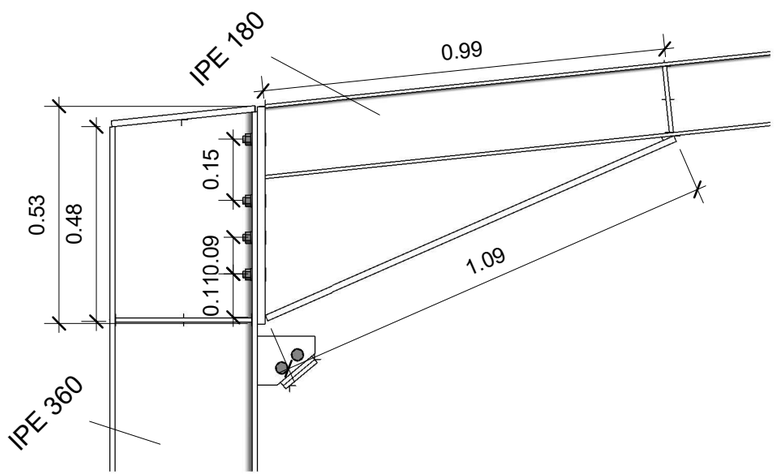
FORJADO OFICINAS

Proyecto	PROY-2022	Plano 14	
Fecha	AGO-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



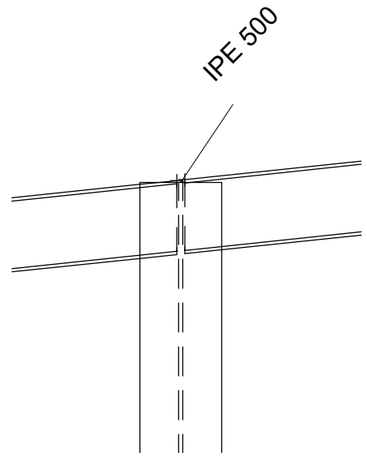
1 PÓRTICO DE FACHADA

1 : 100



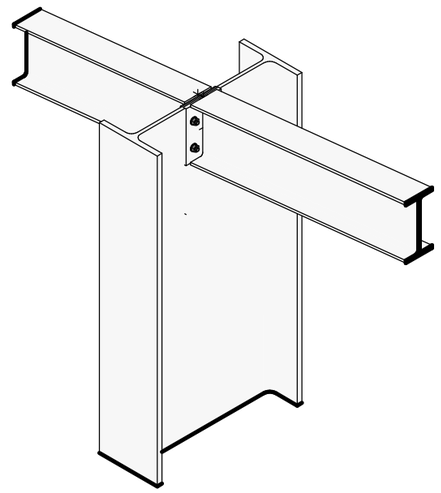
2 DETALLE F.1

1 : 15



3 DETALLE F.2

1 : 15



4 UNION F.2 3D

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

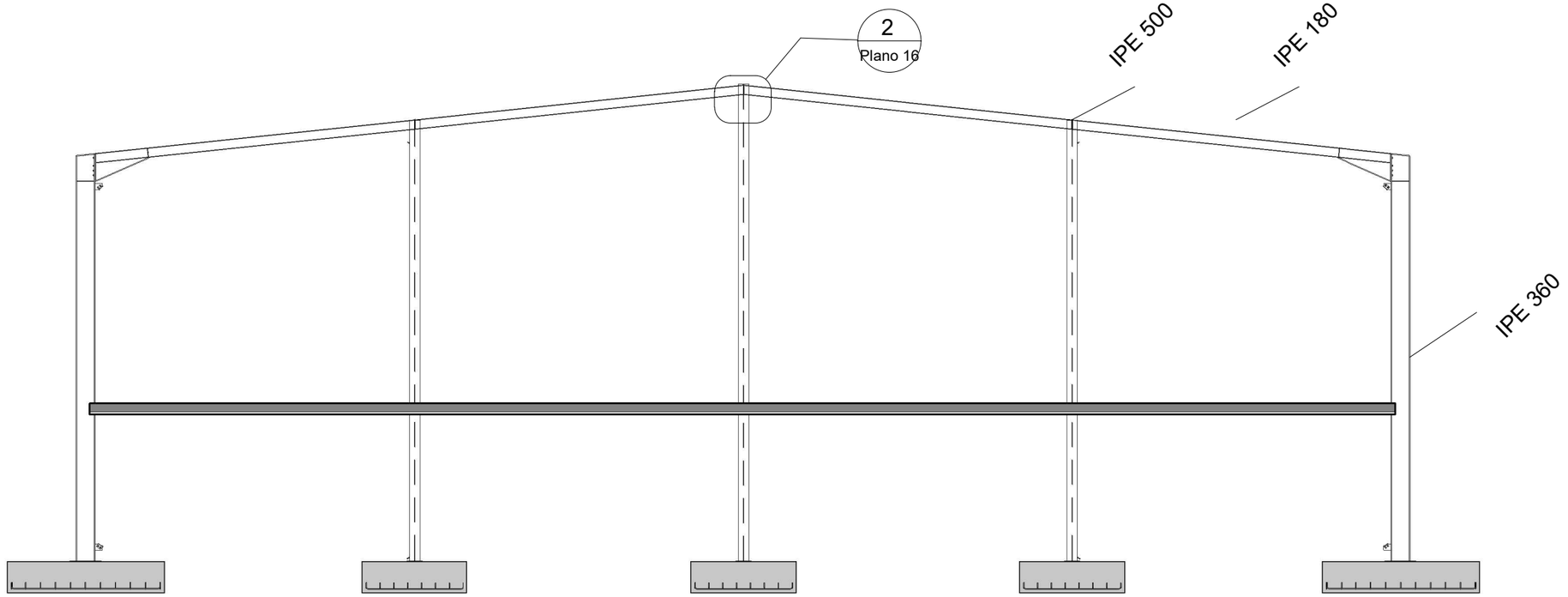
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

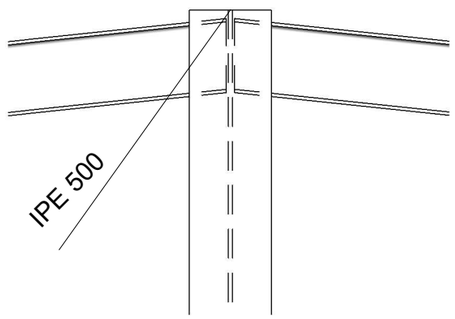
UNIONES PÓRTICO FACHADA 1

Proyecto	PROY-2022	Plano 15	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



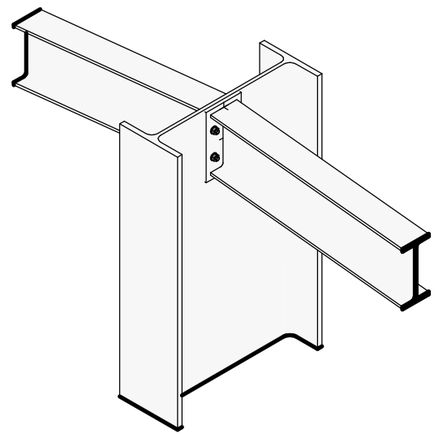
1 PÓRTICO DE FACHADA.

1 : 100



2 DETALLE F.3

1 : 15



3 UNION F.3 3D

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

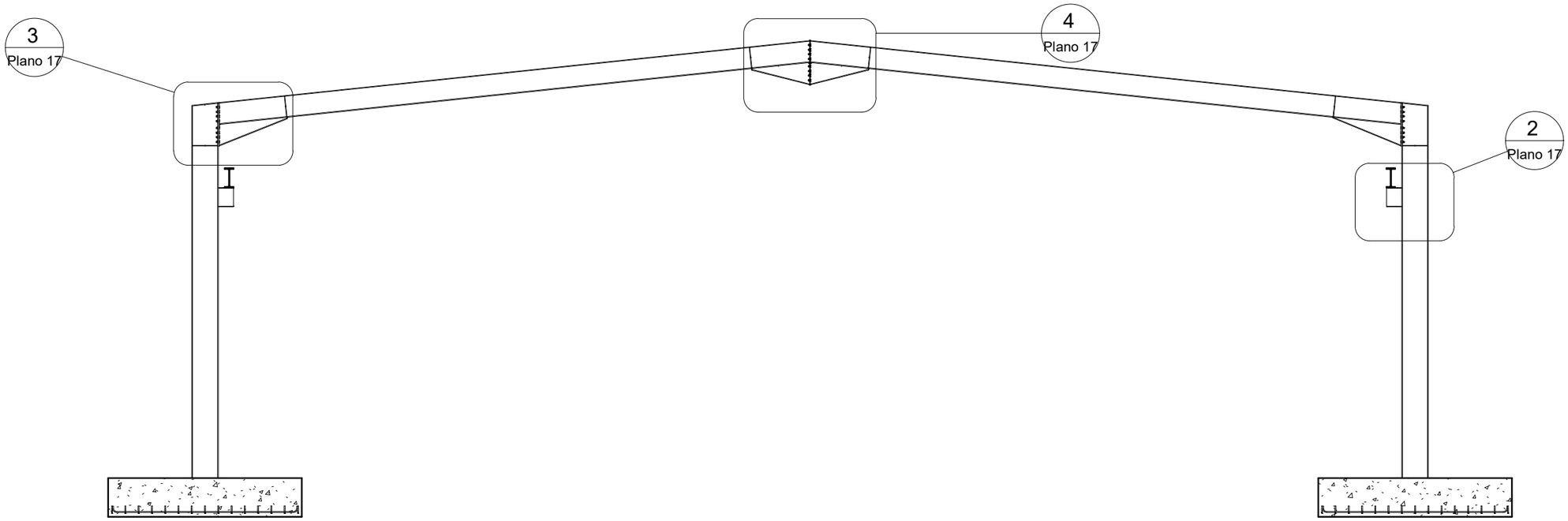
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

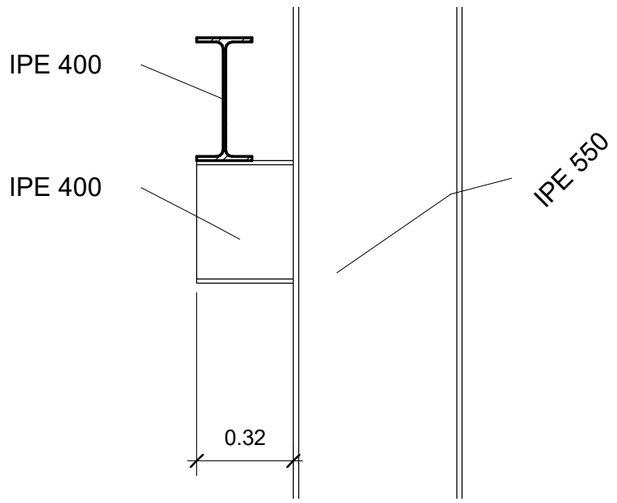
UNIONES PÓRTICO FACHADA 2

Proyecto	PROY-2022	Plano 16	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



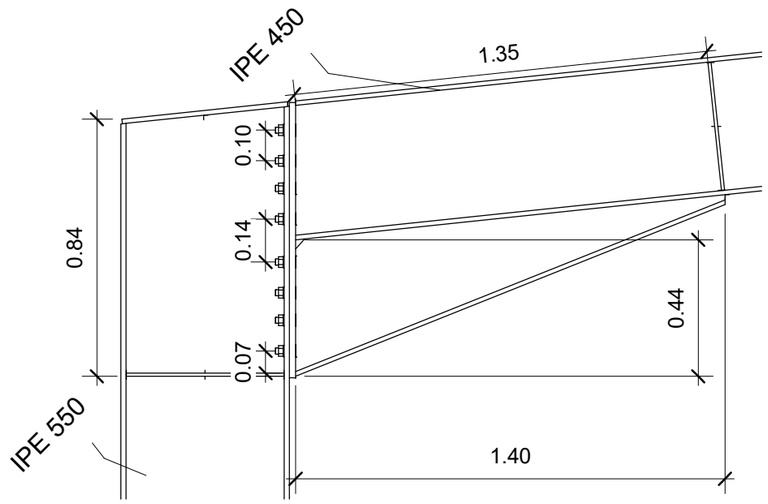
1 PÓRTICO INTERMEDIO

1 : 100



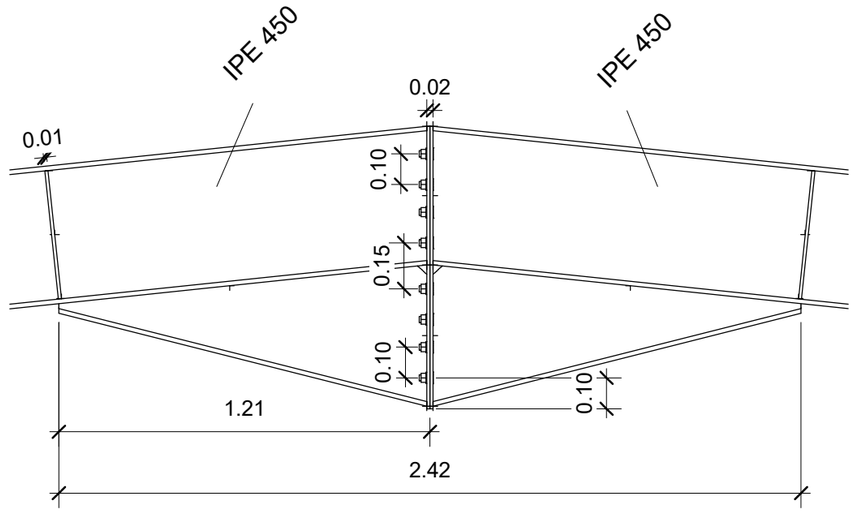
2 DETALLE CARRILERA

1 : 20



3 UNIÓN POSTE-DINTEL

1 : 20



4 UNIÓN DINTEL-DINTEL

1 : 20

Nota:Cotas en metros

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

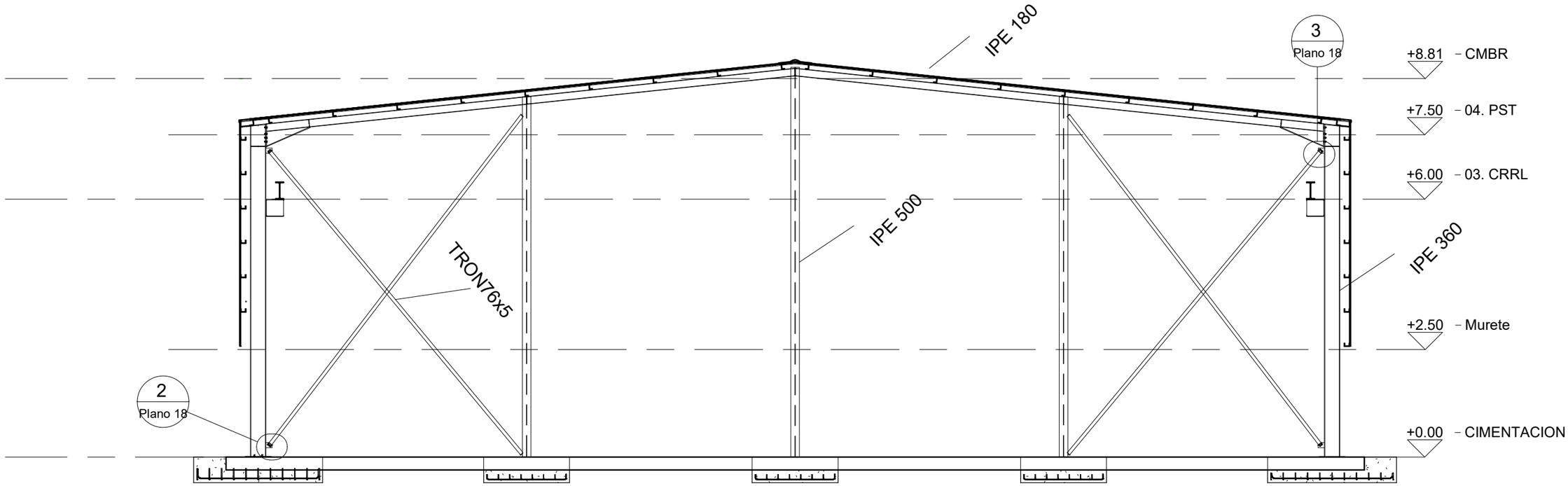
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

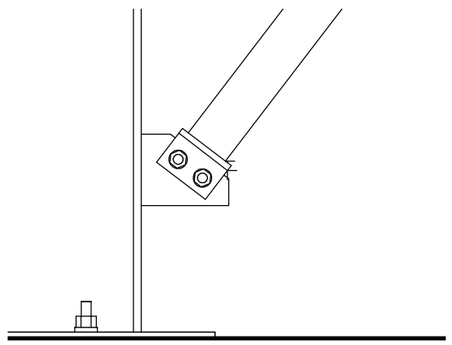
UNIONES PÓRTICO INTERMEDIO

Proyecto	PROY-2022	Plano 17	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



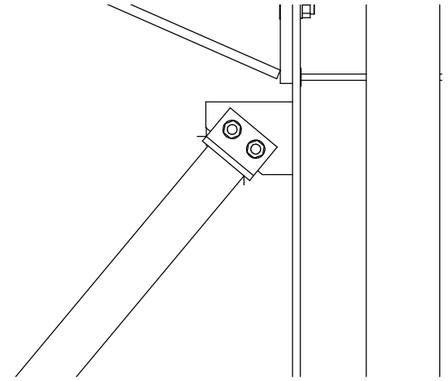
1 PORTICO FACHADA

1 : 100



2 DETALLE A.1

1 : 10



3 DETALLE A.2

1 : 10

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

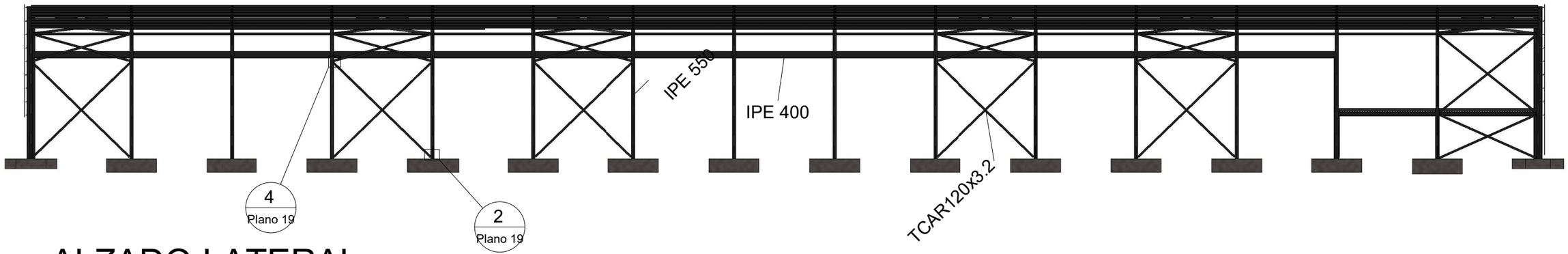
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

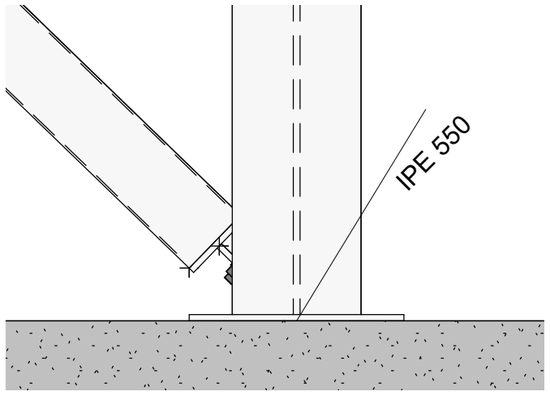
DETALLE UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 1

Proyecto	PROY-2022	Plano 18	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



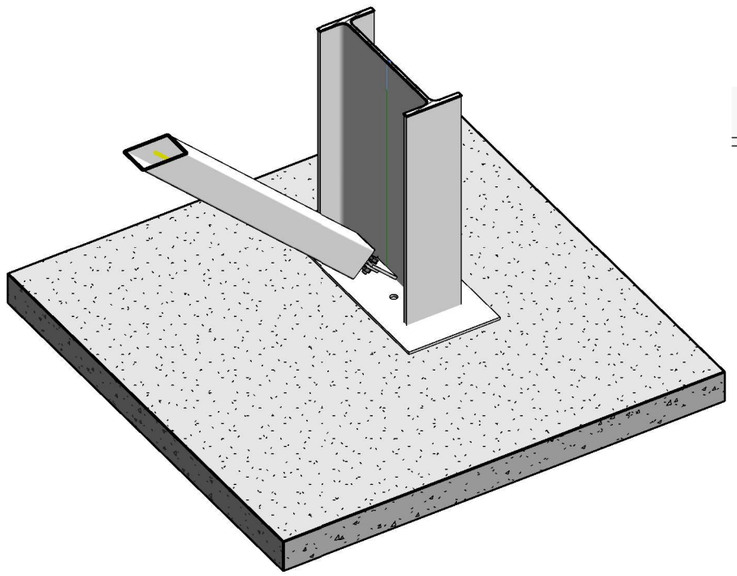
1 ALZADO LATERAL

1 : 250

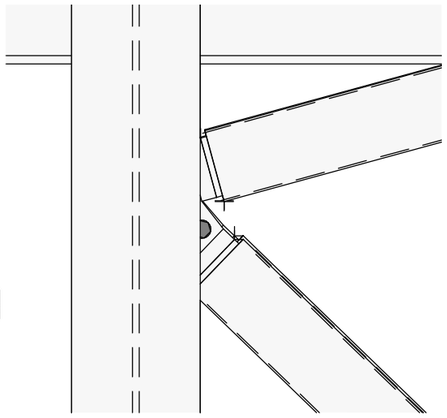


2 DETALLE A.3

1 : 10

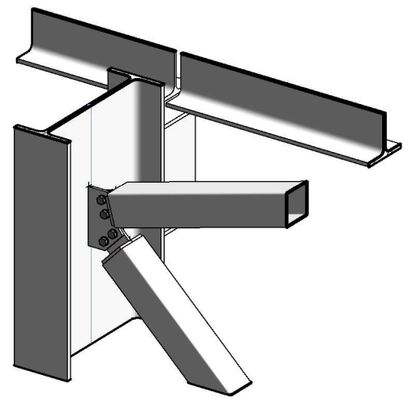


3 DETALLE A.3 3D



4 DETALLE A.4

1 : 10



5 DETALLE A.4 3D

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

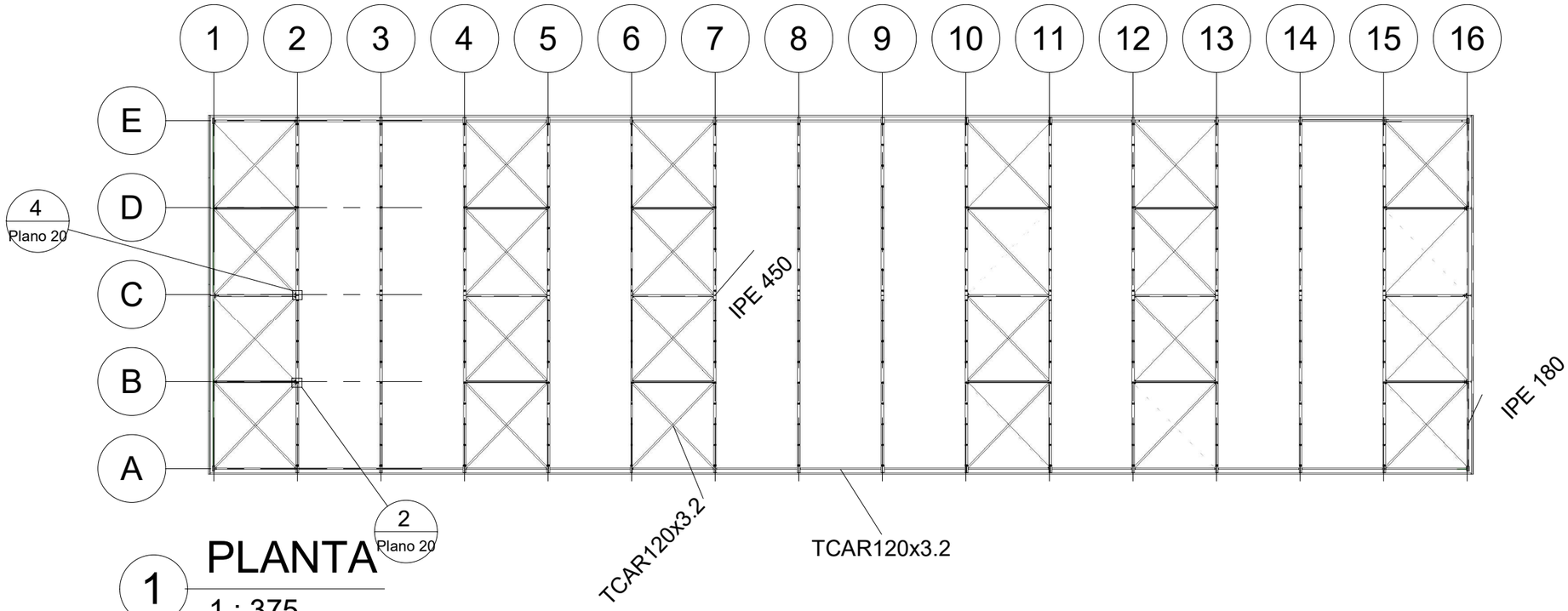
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

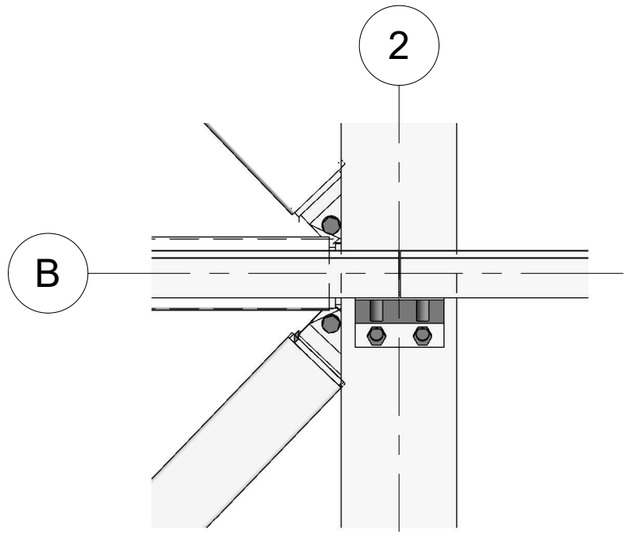
DETALLES UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 2

Proyecto	PROY-2022	Plano 19	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



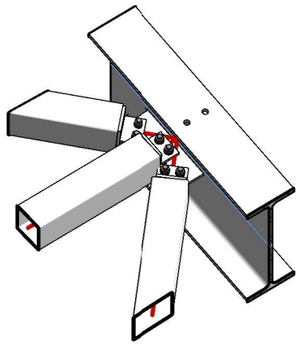
1 PLANTA

1 : 375

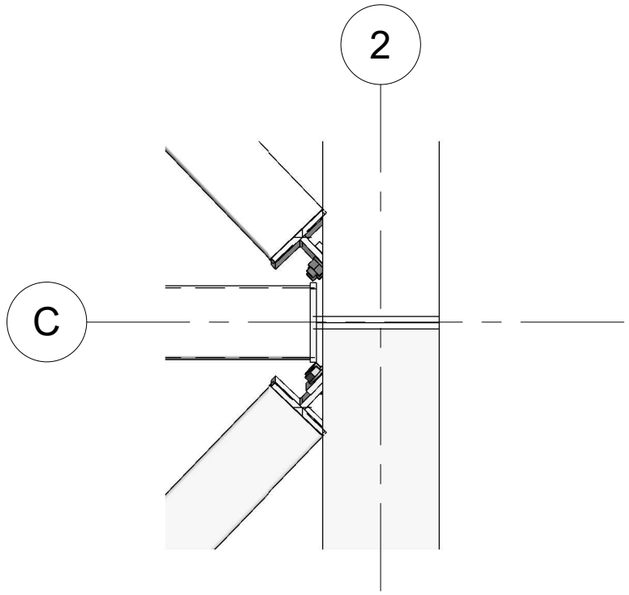


2 DETALLE A.5

1 : 10

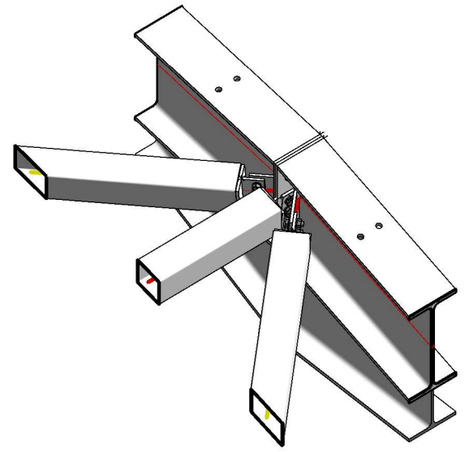


3 DETALLE A.5 3D



4 DETALLE A.6

1 : 10



5 DETALLE A.6 3D

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

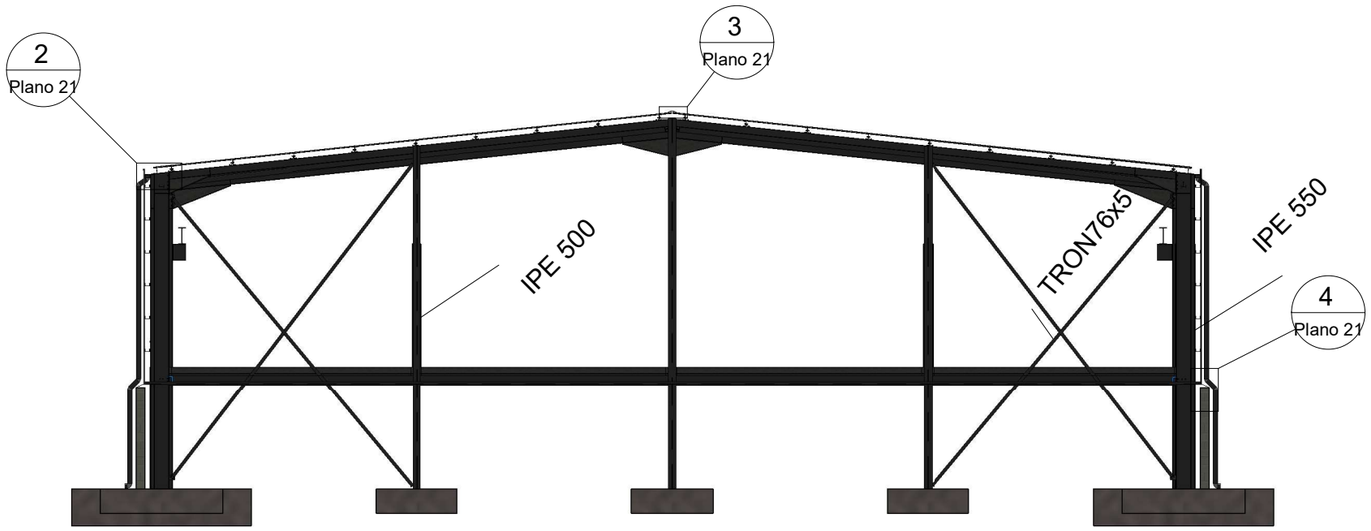
Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

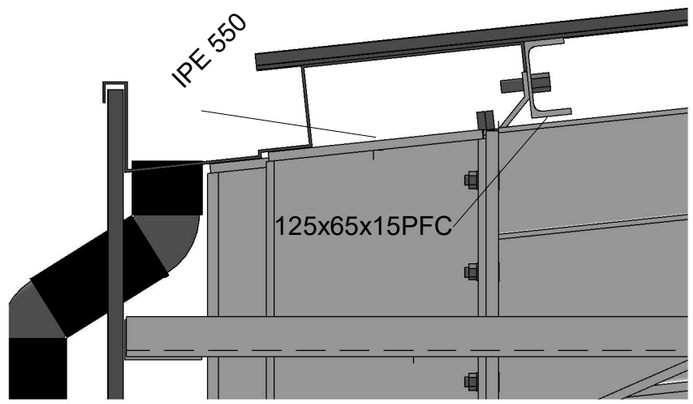
DETALLES UNIONES ARRIOSTRAMIENTOS 3

Proyecto	PROY-2022	Plano 20	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica



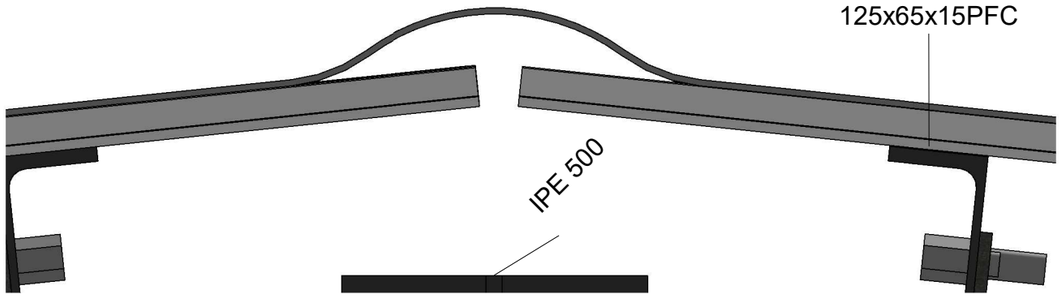
1 ALZADO OESTE

1 : 150



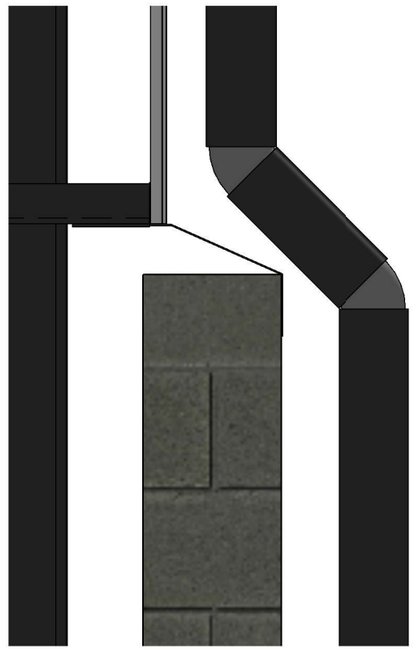
2 DETALLE C.1

1 : 10



3 DETALLE C.2

1 : 4



4 DETALLE C.3

1 : 10

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

Nº	Descripción	Fecha

TRABAJO FIN DE GRADO

NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

DETALLES CERRAMIENTOS

Proyecto	PROY-2022	Plano 21	
Fecha	NOV-2022		
Dibujado por	Manuel Verano		
Comprobado por	Haydee Blanco	Escala	Como se indica

7

PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES

ÍNDICE DEL PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES

7.1.- DEFINICIÓN Y ALCANCE DEL PLIEGO 800
7.2.- CONDICIONES GENERALES DEL PLIEGO 802
7.2.1.- Condiciones generales facultativas 802
7.2.2.- Condiciones generales económicas 814
7.2.3.- Condiciones generales legales 829
7.3.- PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS PARTICULARES 835
7.3.1.- Generalidades 835
7.3.2.- Comienzo de las obras 836
7.3.3.- Movimiento de tierras 837
7.3.4.- Cimentaciones 839
7.4.-PLIEGO CONDICIONES SEGURIDAD/SALUD PARTICULAR 847
7.4.1.- Objeto del presente pliego 847
7.4.2.- Condiciones Técnicas 847
7.4.3.- Condiciones facultativas 849
7.4.4.- Condiciones económicas 854
7.5.- TRANSPORTE Y MONTAJE PIEZAS PREFABRICADAS 855
7.5.1.- Orden de carga y transporte de piezas a obra 855
7.5.2.- Tareas previas al inicio del montaje 856
7.5.3.- Descarga/acopio piezas en obra 857
7.5.4.- Montaje de pilares 858
7.5.5.- Montaje de los elementos estructurales de la cubierta (dinteles, correas…) 861
7.5.6.- Montaje de las piezas de forjado. 864
7.5.7.- Montaje del cerramiento exterior 864
7.5.8.- Finalización del montaje 867

7.- PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES

7.1.- DEFINICIÓN Y ALCANCE DEL PLIEGO

1.- Interpretación del presente pliego.

El presente pliego tiende a unificar criterios y establecer normas definidas en las obras que se realizarán en el presente proyecto. Se establecerán los criterios que han de aplicarse en la ejecución de las obras, también se fijarán las características de los materiales a emplear, las normas que han de seguirse en la ejecución de las distintas unidades de obra, las pruebas previstas para la recepción, las formas de medida y abono de las obras y el plazo de garantía.

2.- Objeto del pliego.

El pliego incluirá las prescripciones técnicas que han de regir en la ejecución de las obras de nuestro proyecto, así como las condiciones facultativas, económicas y legales. Serán objeto de estudio todas las obras incluidas en el presupuesto, abarcando todos los oficios y materiales que se emplearán en ella. El contratista encargado de la realización de las obras estará obligado a seguir estrictamente todo lo especificado en el pliego.

3.- Documentos que definen la obra.

Serán cuatro los documentos que definirán la obra: Memoria, Planos, Pliego de Condiciones y Presupuesto. En la Memoria se describirán con detalles las obras e instalaciones. En los Planos se definirá la situación de la zona industrial, estructura y detalles constructivos. En el Pliego de Condiciones se realizará una descripción de las obras o extracto de la Memoria Descriptiva, y por último en el Presupuesto se definirán, especificando su número, las unidades de obra completas.

4.- Alcance de la documentación.

Los diversos anexos y documentos del presente proyecto se complementan mutuamente. En consecuencia, una obra que venga indicada en los planos y presupuesto y que no venga indicada en los otros documentos, debe ser ejecutada por el contratista sin indemnización alguna por parte del propietario. Lo mismo se entiende para todos los trabajos accesorios no indicados en planos y documentos, pero generalmente admitidos como necesarios al complemento normal de ejecución de una obra de calidad irreprochable.

5.- Descripción general de las obras.

Las obras correspondientes a la edificación de naves industriales son:

- Estudio geotécnico.
- Limpieza, desbroce y acondicionado del terreno.
- Excavaciones.
- Cimentaciones.
- Soleras.
- Estructura.

En la realización de todas las obras se tendrán en cuenta la información dada en todos los documentos del proyecto. Las obras a realizar comprenden los trabajos de excavaciones, destierre y explanación del solar hasta la cota de edificación; construcción de cimientos, pilares, pórticos, cerramientos, pavimentos, en general, la edificación de la estructura de la nave industrial al completo; y todo tipo de obras propias de la ejecución de este proyecto, en el que encontraremos en caso de duda toda la información necesaria en los documentos del proyecto, principalmente en los Planos.

6.- Compatibilidad y prelación entre dichos documentos.

Los documentos que definen este proyecto son compatibles entre sí y además se complementan unos a otros. Se ha de procurar que sólo con la ayuda de los Planos y del Pliego de Condiciones se pueda ejecutar totalmente el proyecto. En cuanto al orden de prioridad dependerá del aspecto que se considere. Si se mira desde un punto de vista técnico - teórico, el documento más importante es la Memoria y en especial los cálculos, seguido de los Planos. Si se mira desde el punto de vista jurídico-legal, será el Pliego de Condiciones el documento más importante.

7.- Disposiciones a tener en cuenta.

El Adjudicatario deberá atenerse en la adjudicación de la obra a las condiciones especiales dadas en los documentos que a continuación se expresan, respecto a condiciones de los materiales y forma de ejecutar los trabajos y ensayos a que deben ser sometidos:

Estructuras de hormigón (cimentaciones), fábricas, solados, etc.:

- El Código Técnico de la edificación CTE, con el conjunto de documentos básicos aplicables a una estructura metálica.
- Normas tecnológicas de la edificación (NTE).

- Instrucción EHE-08 “Instrucción de Hormigón Estructural”.
- Norma EN 1168:2005 del Eurocódigo.

Seguridad y Salud:

- Ley de 31/1995, de 8 de Noviembre de prevención de riesgos laborales.
- Real Decreto 1627/1997, de 24 de Octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.
- Reglamento de Seguridad contra Incendios en establecimientos industriales según real decreto 2267/2004, de 3 de Diciembre.
- El código técnico de la edificación CTE, con el conjunto de documentos básicos aplicables en lo que a seguridad se refiere.

Otros:

- Reglamento general de contratación, según decreto 3410/75 del 25 de noviembre.
- Plan General de Ordenación Urbanística de Marina de Cudeyo (PGOU) de Julio de 1987.
- Reglamento general de vehículos, según decreto 2822/1998, de 23 de diciembre.
- Código de accesibilidad de Cantabria, según decreto 3/1996.

7.2.- CONDICIONES GENERALES DEL PLIEGO

En este capítulo se regulará el desarrollo general de las obras desde el punto de vista facultativo, económico y legal.

7.2.1.- Condiciones generales facultativas

Dirección facultativa.

1.- Concepto de Dirección Facultativa.

La Dirección Facultativa de las obras e instalaciones recaerá en el Ingeniero que suscribe, salvo posterior acuerdo con la Propiedad.

2.- Facultades de la Dirección Facultativa.

Además de las facultades particulares que corresponden a la Dirección Facultativa, expresadas en los artículos siguientes, es misión específica suya la dirección y vigilancia de los trabajos que se realicen, con autoridad técnica legal, completa e indiscutible sobre las

personas y cosas situadas en obra y con relación con los trabajos que para la ejecución del contrato se lleven a cabo pudiendo incluso con causa justificada, recusar en nombre de la propiedad al Contratista, si considera que al adoptar esta solución es útil y necesaria para la debida marcha de la obra.

Con este fin el Contratista se obliga a designar sus representantes de obra, los cuales atenderán en todas las observaciones e indicaciones de la Dirección Facultativa, asimismo el Contratista se obliga a facilitar a la Dirección Facultativa la inspección y vigilancia de todos los trabajos y a proporcionar la información necesaria sobre el incumplimiento de las condiciones de la contrata y el ritmo de realización de los trabajos, tal como está previsto en el plan de obra.

A todos estos efectos el Adjudicatario estará obligado a tener en la obra durante la ejecución de los trabajos el personal técnico, los capataces y encargados necesarios que a juicio de la Dirección Facultativa sean necesarios para la debida conducción y vigilancia de las obras e instalaciones.

3.- Responsabilidades de la Dirección Facultativa en el retraso de la obra.

El Contratista no podrá excusarse de no haber cumplimentado los plazos de obra estipulados, alegando como causa la carencia de planos y órdenes de la Dirección Facultativa, a excepción del caso en que la Contrata, en uso de las facultades que en este artículo se le conceda los haya solicitado por escrito a la Dirección Facultativa y éste no los haya entregado. En este único caso, el Contratista quedará facultado para recurrir entre los amigables componedores previamente designados, los cuales decidirán sobre la procedencia o no del requerimiento; en caso afirmativo, la Dirección Facultativa será la responsable del retraso sufrido, pero únicamente en las unidades de obra afectadas por el requerimiento del Contratista y las subsiguientes que con ellas estuviesen relacionadas.

4.- Cambio del Director de Obra.

Desde que se dé inicio a las obras, hasta su recepción provisional, el Contratista designará un jefe de obra como representante suyo autorizado, que cuidará que los trabajos sean llevados con diligencia y competencia. Este jefe estará expresamente autorizado por el Contratista para percibir notificaciones de las órdenes de servicios y de las instrucciones escritas o verbales emitidas por la Dirección Facultativa y para asegurar que dichas órdenes se ejecuten. Asimismo estará expresamente autorizado para firmar y aceptar las mediciones realizadas por la Dirección Facultativa.

Cualquier cambio que el Contratista desee efectuar respecto a su representante y personal cualificado y en especial del jefe de obra deberá comunicarlo a la Dirección Facultativa, no pudiendo producir el relevo hasta la aceptación de la Dirección Facultativa de las personas designadas.

Cuando se falte a lo anteriormente prescrito, se considerarán válidas las notificaciones que se efectúen al individuo más caracterizado o de mayor categoría técnica de los empleados y empresarios de las obras, y en ausencia de todos ellos, las depositadas en la residencia designada como oficial del Contratista en el contrato de adjudicación, aún en ausencia o negativa del recibo por parte de los dependientes de la Contrata.

Obligaciones y derechos del contratista.

5.- Obligaciones y derechos del Contratista.

El Director de Obra podrá exigir al Contratista la necesidad de someter a control todos los materiales que se han de colocar en las obras, sin que este control previo sea una recepción definitiva de los materiales. Igualmente tiene el derecho a exigir cuantos catálogos certificados, muestras y ensayos que estime oportunos para asegurarse de la calidad de los materiales.

Una vez adjudicados la obra definitiva y antes de su instalación, el Contratista presentará al técnico encargado, los catálogos, muestra, etc., que se relacionen en este pliego, según los distintos materiales. No se podrán emplear materiales sin que previamente hayan sido aceptados por la Dirección de Obra. Si el fabricante no reúne la suficiente garantía a juicio del Director de Obra, antes de instalarse comprobará sus características en un laboratorio oficial, en el que se realizarán las pruebas necesarias.

El control previo no constituye su recepción definitiva pudiendo ser rechazados por la Dirección de la Obra aún después de colocados si no cumplen con las condiciones exigibles en el presente Pliego de Condiciones ,debiendo ser reemplazados por otros que cumplan con las calidades exigibles y a cargo de la Contrata.

6.- Remisión de solicitud de ofertas.

Por la Dirección facultativa se solicitarán ofertas a las Empresas especializadas del sector para la realización de las instalaciones especificadas en el presente proyecto, para lo cual se pondrá a disposición de los ofertantes un ejemplar del citado proyecto o un extracto con los datos suficientes. En caso de que el ofertante lo estime de interés deberá presentar además

de la mencionada, la o las soluciones que recomiende para resolver la instalación. El plazo máximo fijado para la recepción de las ofertas será de un mes.

7.- Presencia del Contratista en la obra.

El Contratista, por sí mismo o por medio de sus representantes o encargados estará en la obra durante la jornada legal de trabajo y acompañará a la Dirección Facultativa en las visitas que hará en la obra durante la jornada laboral.

Por si mismo, o por medio de sus representantes, asistirá a las reuniones de obra que se convoquen, no pudiendo justificar por motivo de ausencia ninguna reclamación a las órdenes cruzadas por la Dirección Facultativa en el transcurso de las reuniones.

8.- Oficina de obra.

El Contratista habilitará una oficina de obra en la que existirá una mesa o tablero adecuado para extender y consultar sobre él los planos. En dicha oficina tendrá siempre el Contratista una copia autorizada de todos los documentos del proyecto que le hayan sido facilitados por la Dirección facultativa y el libro de órdenes.

9.- Residencia del Contratista.

Desde que se dé comienzo a las obras hasta su recepción definitiva, el Contratista o un representante suyo autorizado deberá residir en un punto próximo al de ejecución de los trabajos y no podrá ausentarse de él sin previo conocimiento de la Dirección facultativa y notificándole expresamente la persona que, durante su ausencia, le ha de representar en todas sus funciones. Cuando se falte a lo anteriormente prescrito se considerarán válidas las notificaciones que se efectúen al individuo más caracterizado o de mayor categoría técnica de los empleados u operarios que, como dependientes de la Contrata, intervengan en las obras y, en ausencia de ellos, las depositadas en la residencia designada como oficial, de la Contrata en los documentos del proyecto, aún en ausencia o negativa por parte de los dependientes de la Contrata.

10.- Recusación por el Contratista del personal nombrado por Dirección facultativa.

El Contratista no podrá recusar al personal técnico de cualquier índole, dependiente de la Dirección facultativa o de la propiedad, encargado de la vigilancia de las obras, ni pedir por parte de la propiedad se designen otros facultativos para los reconocimientos y mediciones.

Cuando se crea perjudicado con los resultados de éstos, procederá de acuerdo con lo estipulado en el artículo 12, pero sin que por esta causa pueda interrumpirse la marcha de los trabajos.

Trabajos, materiales y medios auxiliares.

11.- Libro de órdenes.

El Contratista tendrá siempre en la oficina de la obra y a disposición de la Dirección Facultativa un libro de órdenes con sus hojas foliadas por duplicado y visado por el colegio profesional correspondiente. En el libro se redactarán todas las órdenes que la Dirección Facultativa crea oportuno dar al Contratista para que adopte las medidas de todo género que puedan sufrir los obreros.

Cada orden deberá ser firmada por la Dirección Facultativa y por el Contratista o por su representante en obra, la copia de cada orden quedará en poder de la Dirección Facultativa.

El hecho de que en el libro no figuren redactadas las órdenes que ya preceptivamente tienen la obligación de cumplimentar el Contratista de acuerdo con lo establecido en las normas oficiales, no supone atenuante alguno para las responsabilidades que sean inherentes al Contratista, no podrá tener en cuenta ningún acontecimiento o documento que no haya quedado mencionado en su momento oportuno en el libro de órdenes.

12.- Reclamaciones contra la Dirección Facultativa.

Las reclamaciones que el Contratista quiera hacer contra las órdenes de la Dirección Facultativa sólo podrá presentarlas a través de la misma ante la Propiedad, si ellas son de orden económico y de acuerdo con condiciones estipuladas en los Pliegos de Condiciones correspondientes; contra disposiciones de orden técnico o facultativo de la Dirección Técnica, no se admitirá reclamación alguna, pudiendo el Contratista salvar sus responsabilidades, si lo estima oportuno, mediante exposición razonada dirigida a la Dirección Facultativa el cual podrá limitar su contestación al acuse de recibo, que en todo caso será obligatorio para este tipo de reclamaciones.

13.- Despidos por insubordinación, incapacidad y mala fe.

Por falta de respeto y obediencia a la Dirección Facultativa o al personal encargado de la vigilancia de las obras, por manifiesta incapacidad, o por actos que comprometan o perturben

la marcha de los trabajos, el contratista tendrá obligación de despedir a sus dependientes y operarios a requerimiento de la Dirección Facultativa.

Replanteo, comienzo de los trabajos y plazo de ejecución.

14.- Orden de los trabajos.

El Director de Obra fijará en el orden que hayan de seguirse en la realización de las distintas partes que componen este Proyecto, así como las normas a seguir en todo lo no regulado en el presente Proyecto.

En general, la determinación del orden de los trabajos será facultad potestativa de la Contrata, salvo aquellos casos en que, por cualquier circunstancia de orden técnico o facultativo, estime conveniente su variación la Dirección.

Estas órdenes deberán comunicarse precisamente por escrito a la Contrata y ésta estará obligada a su estricto cumplimiento, siendo directamente responsable de cualquier daño o perjuicio que pudiera sobrevenir por su incumplimiento.

15.- Replanteo.

Antes de dar comienzo las obras, la Dirección Facultativa auxiliada del personal subalterno necesario y en presencia del Contratista o de su representante, procederá al replanteo general de la obra. Una vez finalizado el mismo, se levantará acta de comprobación del replanteo.

Los replanteos de detalle se llevarán a cabo de acuerdo con las instrucciones y órdenes de la Dirección Facultativa, quien realizará las comprobaciones necesarias en presencia del Contratista o de su representante. El Contratista se hará cargo de las estacas, señales y referencias que se dejen en el terreno como consecuencia del replanteo.

El Contratista está obligado a satisfacer los gastos de replanteo, tanto general como parciales, y sucesivas comprobaciones. Asimismo, serán de cuenta del contratista los que originen el alquiler o adquisición de los terrenos para depósitos de maquinaria y materiales, los de protección de materiales y obra contra todo deterioro, daño e incendio, cumpliéndose los requisitos vigentes para almacenamiento de carburantes desde los puntos de vista de seguridad y accidentes, los de limpieza y evacuación de los desperdicios, basura, escombros, etc., los motivados por desagües y señalización y demás recursos.

También serán de cuenta del Contratista los gastos totales de Dirección Facultativa y desplazamiento de personal y material para la inspección y vigilancia, recepción y liquidación.

16.- Comienzo de las obras.

El contratista deberá dar comienzo a las obras en el plazo marcado en el Contrato de adjudicación de la obra desarrollándose en las formas necesarias para que dentro de los periodos parciales en aquel reseñados, queden ejecutadas las obras correspondientes y que, en consecuencia, la ejecución total se lleve a cabo dentro del plazo exigido por el Contrato.

Obligatoriamente y por escrito, deberá el Contratista dar cuenta a la Dirección Facultativa del comienzo de los trabajos, antes de transcurrir veinticuatro horas de su iniciación. Previamente se habrá suscrito el acta de replanteo en las condiciones establecidas en el artículo 15.

17.- Plazo de ejecución.

Los plazos de ejecución totales y parciales, indicados en el contrato, se empezarán a contar a partir de la fecha de replanteo, que no exceda de 7 días a partir de la fecha de la contrata, y deberán quedar terminadas en el plazo improrrogable de 12 meses, contados a partir de la fecha del acta de replanteo.

El Contratista estará obligado a cumplir con los plazos que se señalen en el contrato para la ejecución de las obras y que serán improrrogables. No obstante además de lo anteriormente indicado, los plazos podrán ser objeto de modificaciones cuando así resulte por cambios determinados por el Director de Obra debidos a exigencias de la realización de las obras y siempre que tales cambios influyan realmente en los plazos señalados en el Contrato.

Si por cualquier causa ajena al Contratista, no fuera posible empezar los trabajos en la fecha prevista o tuvieran que ser suspendidos una vez empezados, se concederá por el Director Obra la prórroga estrictamente necesaria.

18.- Condiciones generales de ejecución de los trabajos.

Todos los trabajos se ejecutarán con estricta sujeción al Proyecto que haya servido de base a la Contrata a las modificaciones del mismo que, previamente hayan sido aprobadas y a las órdenes e instrucciones que bajo su responsabilidad y por escrito entregue la Dirección Facultativa al Contratista siempre que éstas encajen dentro de la cifra a que ascienden los presupuestos aprobados.

Trabajos defectuosos y modificación por causa de fuerza mayor.

19.- Trabajos defectuosos.

El Contratista debe emplear los materiales que cumplan con las condiciones exigidas en las condiciones generales de índole técnico del Pliego de Condiciones en la edificación y

realizará todos y cada uno de los trabajos contratados de acuerdo con lo especificado también en dicho documento.

Por ello, y hasta que tenga lugar la recepción definitiva de la obra, el Contratista es el único responsable de la ejecución de los trabajos que ha contratado y de las faltas y defectos que en estos puedan existir, por su mala ejecución o por la deficiente calidad de los materiales empleados o aparatos colocados, sin que pueda servirle la excusa ni le otorgue derecho alguno, la circunstancia de que la Dirección Facultativa o sus subalternos no le hayan llamado la atención sobre el particular, ni tampoco el hecho de que hayan sido valorados en las certificaciones parciales de la obra que siempre se supone que se extienden y abonan a buena cuenta.

Como consecuencia de lo anteriormente expresado, cuando la Dirección Facultativa o su representante en la obra advierta vicios o defectos en los trabajos ejecutados, o que los materiales empleados o los aparatos colocados no reúnan las condiciones preceptuadas, ya sea en el curso de la ejecución de los trabajos o finalizados estos, y antes de verificarse la recepción definitiva de la obra, podrá disponer que las partes defectuosas sean demolidas y reconstruidas de acuerdo con lo contratado y todo ello a expensas de la Contrata.

Si ésta no estimase justa la resolución y se negase a la demolición y reconstrucción ordenadas, se procederá con lo establecido en el apartado 22.

20.- Aclaraciones y modificaciones de los documentos del Proyecto.

Cuando se trata de aclarar, interpretar o modificar preceptos de los Pliegos de Condiciones, las órdenes e instrucciones de los planos, las órdenes e instrucciones correspondientes se comunicarán por escrito al Contratista, estando éste obligado a su vez a devolver, ya los originales, ya las copias, suscribiendo con su firma al enterado, que figura así mismo en todas las órdenes, avisos o instrucciones que reciba tanto de la Propiedad como de la Dirección Técnica.

Cualquier reclamación que en contra de las disposiciones tomadas por estos crea oportuno no hacer el Contratista, habrá de dirigirla, dentro del plazo de 15 días a la Dirección Facultativa, la cual dará al Contratista el correspondiente recibo si éste lo solicitase.

21.- Ampliación del Proyecto por causas imprevistas de fuerza mayor.

Si por causa de fuerza mayor o independencia de la voluntad del Contratista, y siempre que esta causa sea distinta de las que se especifiquen como la rescisión en el capítulo de

condiciones generales de índole legal, aquel no pudiese comenzar las obras, o tuviese que suspenderlas, o no le fuera posible terminarlas en los plazos prefijados se le otorgará una prórroga proporcionada para el cumplimiento de la Contrata, previo informe de la Dirección Facultativa.

Para ello, el Contratista expondrá por escrito dirigido a la Dirección Facultativa, la causa que impide la ejecución o la marcha de los trabajos y el retraso de que por ello se originaría en los plazos acordados razonando la prórroga que por dicha causa se solicita.

Obras y vicios ocultos.

22.- Obras ocultas.

De todos los trabajos donde haya unidades de obra que tienen que quedar ocultos a la terminación del edificio, se levantarán los planos precisos e indispensables para que queden perfectamente definidos; estos documentos se extenderán por triplicado entregados; uno al Propietario, otro a la Dirección Facultativa y el tercero al Contratista, firmados todos ellos por estos dos últimos.

Dichos planos, que deberán ir acotados, se considerarán documentos indispensables e irrecusables para efectuar las mediciones.

23.- Vicios ocultos.

Si la Dirección Facultativa tuviese fundadas razones para creer la existencia de vicios ocultos de construcciones en las obras ejecutadas, ordenará efectuar en cualquier tiempo y antes de la recepción definitiva, las demoliciones que crea necesarias para reconocer los trabajos que supone defectuosos. Los gastos de demoliciones y reconstrucción que se ocasiona serán de cuenta del Contratista, siempre que los vicios existan realmente y en caso contrario correrán a cargo del Propietario.

Materiales y medios auxiliares.

24.- Características de los materiales, de los aparatos y su procedencia.

El Contratista tiene libertad de proveerse de los materiales y aparatos de todas las clases en los puntos que le parezcan convenientes, siempre que reúnan las condiciones exigidas en el Contrato, que están perfectamente preparados para el objeto a que se apliquen y sea, a lo preceptuado en el Pliego de Condiciones y a las condiciones y a las instrucciones de la Dirección Facultativa.

25.- Empleo de los materiales y aparatos.

No se procederá al empleo y colocación de los materiales y aparatos que no fuesen de la calidad requerida, sin que antes sean examinados y aceptados por la Dirección Facultativa, en los términos que prescriben los Pliegos, depositando al efecto el Contratista las muestras y modelos necesarios previamente contrastados, para efectuar en ellos las comprobaciones, ensayos o pruebas preceptuadas en el Pliego de Condiciones vigente en la obra. Los gastos que ocasionen los ensayos, análisis, pruebas, etc. antes indicadas serán a cargo del Contratista.

26.- Materiales no utilizables.

El Contratista, a su costa transportará y colocará agrupándolos ordenadamente en el sitio de la obra en el que por no causar perjuicios a la marcha de los trabajos se le designe, los materiales procedentes de las excavaciones, derribos, etc. que no serán utilizables en la obra. Se retirarán de ésta o se llevarán al vertedero cuando así estuviese establecido en el Pliego de Condiciones Particulares vigente en la obra.

Si no se hubiese preceptuado nada sobre el particular se retirarán de ella cuando así lo ordene la Dirección Facultativa, pero acordando previamente con el Contratista la justa tasación de dichos materiales y los gastos de sus transportes.

27.- Materiales y aparatos defectuosos.

Cuando los materiales no fuesen de la calidad requerida o no estuviesen preparados, la Dirección Facultativa dará orden al Contratista para que los reemplace por otros que se ajusten a las condiciones requeridas por los pliegos de condiciones; o a falta de éstas a las órdenes de la Dirección Facultativa.

La Dirección Facultativa podrá permitir el empleo de aquellos materiales defectuosos que mejor le parezcan o aceptar el empleo de otros de calidad superior a la indicada en los pliegos; si no le fuese posible al Contratista suministrarlos en el modo requerido por ellos, se descontará en el primer caso la diferencia de precio del material requerido al defectuoso empleado y no teniendo derecho el Contratista a indemnización alguna en el segundo.

28.- Medios auxiliares.

Serán de cuenta y riesgo del Contratista los andamiajes, máquinas y demás medios auxiliares que para la debida marcha y ejecución de los trabajos se necesitan, no se exigirá al

Propietario responsabilidad alguna por cualquier avería o accidente personal que pueda ocurrir en las obras por insuficiencia de dichos medios auxiliares. Todos estos, siempre que no se haya estipulado lo Contrario en las condiciones particulares de la obra quedarán a beneficio del Contratista, sin que este pueda fundar reclamación alguna en la insuficiencia de dichos medios, cuando estos estén detallados en el presupuesto y consignados por partida alzada o incluidos en los precios de las unidades de obra.

En caso de rescisión por incumplimiento del Contrato por parte del Contratista, los medios auxiliares del Constructor podrán ser utilizados libre y gratuitamente por la Administración, para la terminación de las obras.

En cualquier caso, todos estos medios auxiliares quedarán en propiedad del Contratista una vez terminadas las obras, pero ningún derecho tendrá a reclamación alguna por parte de los desperfectos a que su uso haya dado lugar.

Medidas de seguridad.

29.- Medidas de seguridad.

El Contratista deberá atenerse a las disposiciones vigentes sobre la seguridad e higiene en el trabajo, tanto en lo que se refiere al personal de la obra como a terceros. Como elemento primordial de seguridad se prescribirá el establecimiento de señalización necesaria tanto durante el desarrollo de las obras, como durante su explotación, haciendo referencia bien a peligros existentes o a las limitaciones de las estructuras.

Se utilizarán, cuando existan, las correspondientes señales establecidas por el Ministerio competente, y en su defecto por departamentos nacionales u organismos internacionales.

Recepción provisional, plazo de garantía y recepción definitiva.

Tanto en la recepción provisional, como definitiva, se observará lo regulado en el apartado 169 y siguientes del Reglamento de Contratación y en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales.

30.- Recepción provisional.

Terminado el plazo de ejecución de las obras y puesta en servicio, se procederá a la recepción provisional de las mismas estando presente la comisión que designe el Contratista y el Director de Obra. Se realizarán todas las pruebas que el Director de Obra estime oportunas para el cumplimiento de todo lo especificado en este pliego y buena ejecución y calidad de las mismas, siendo inapelable el fallo que dicho Director de, a la vista del resultado de las mismas, sobre la validez o invalidez de las obras ejecutadas.

Si las obras se encuentran en buen estado y han sido ejecutadas con arreglo a las condiciones establecidas, se darán por recibidas provisionalmente comenzando a correr en dicha fecha el plazo de garantía señalado en el presente pliego y procediéndose en el plazo más breve posible a su medición general y definitiva, con asistencia del Contratista o su representante.

Cuando las obras no se encuentren en estado de ser recibidas, se hará constar en el acta especificando las premisas que el Director de Obra debe señalar al Contratista para remediar los defectos observados, fijando un plazo para ello.

31.- Conservación de los trabajos recibidos provisionalmente.

Si el Contratista, siendo su obligación, no atiende a la conservación de la obra durante el plazo de garantía, en el caso de que el edificio no haya sido ocupado por el propietario, procederá a disponer todo lo que se precise para que se atienda a la guardería, limpieza y todo lo que fuese menester para su buena conservación, abonándose todo ello por cuenta de la Contrata.

Al abandonar el Contratista el edificio, tanto por buena terminación de las obras, como en el caso de rescisión de contrato, está obligado a dejarlo desocupado y limpio en el plazo que la Dirección Facultativa fije.

Después de la recepción provisional del edificio y en el caso de que la conservación del mismo corra a cargo del Contratista, no deberá haber en él más herramientas, útiles, materiales, muebles, etc., que los indispensables para su guardería y limpieza y para los trabajos que fuere preciso realizar.

En todo caso, ocupado o no el edificio, está obligado el Contratista a revisar y repasar la obra durante el plazo expresado, procediendo en la forma prevista en el presente Pliego de Condiciones Económicas.

El Contratista se obliga a destinar a su costa a un vigilante de las obras que prestará su servicio de acuerdo con las órdenes recibidas de la Dirección Facultativa.

32.- Plazo de garantía.

El plazo de garantía será de un año a contar desde la fecha de su recepción provisional. Durante el período de garantía todas las reparaciones derivadas de mala construcción imputables al contratista serán abonadas por éste.

Si el Director de Obra tuviera fundadas razones para creer en la existencia de vicios de construcción en las obras ejecutadas, ordenará efectuar antes de la recepción definitiva las demoliciones que crea necesarias para reconocer los trabajos. Los gastos derivados en dichas demoliciones correrán a cargo del Contratista, siempre que existan tales vicios; en caso contrario correrán a cargo de la Propiedad.

33.- Recepción definitiva.

Pasado el plazo de garantía, si las obras se encuentran en perfecto estado de uso y conservación, de acuerdo al presente pliego, se darán por recibidas definitivamente.

Una vez recibidas definitivamente se procederá de inmediato a su liquidación y resolución de la fianza de la que se detraerán las sanciones o cargas que procedan conforme a lo estipulado en el presente pliego.

En caso de que las obras no se encuentren en estado para la recepción definitiva, se procederá de igual forma que para la recepción provisional sin que el Contratista tenga derecho a percibir cantidad alguna en concepto de ampliación del plazo de garantía.

Casos no previstos en este pliego.

El Director de Obra dará las normas a seguir en todo aquello que no quede regulado en este Pliego de Condiciones.

7.2.2.- Condiciones generales económicas

Base fundamental.

34.- Alcance.

Comprenderán las que afecten al coste y pago de las obras contratadas, al plazo y forma de las entregas, a las fianzas y garantías para el cumplimiento del Contrato establecido, a los casos que proceden las mutuas indemnizaciones y todas las que se relacionen con la obligación contraída por el Propietario a satisfacer el importe y la remuneración del trabajo contratado, una vez ejecutadas, parcial o totalmente por el Contratista, y de acuerdo con las condiciones convenidas, las que le fueran adjudicadas.

35.- Base fundamental.

La base fundamental de estas condiciones es la de que el Contratista debe percibir el importe de todos los trabajos ejecutados, siempre que éstos se hayan realizado con arreglo y sujeción al Proyecto y condiciones generales y particulares que rijan la construcción contratada.

Garantías de cumplimiento y fianzas.

36.- Garantías.

El Ingeniero Director podrá exigir al Contratista la presentación de referencias bancarias o de otras entidades o personas, al objeto de cerciorarse de si éste reúne todas las condiciones requeridas para el exacto cumplimiento del contrato. Dichas referencias, si le son pedidas, las presentará el Contratista antes de la firma del Contrato.

37.- Fianzas.

Si la obra se adjudica por subasta, el depósito para tomar parte de ella se especificará en el anuncio de la misma y su cuantía será de un 3% como mínimo del total del presupuesto de la contrata.

La persona o entidad a quien se haya adjudicado la ejecución de la obra, deberá depositar en el punto y plazo marcados en el anuncio de la subasta la fianza definitiva de ésta, o en su defecto, su importe será del 10% de la cantidad por la que se otorgue la adjudicación de la obra.

La fianza que se exigirá al Contratista se convendrá entre el Ingeniero y el Contratista, entre una de las siguientes:

1. Depósito de valores públicos del Estado por un importe del 10% del presupuesto de la obra contratada.
2. Depósito en metálico de la misma cuantía indicada en el anterior apartado.
3. Depósito previo en metálico de la misma cuantía del 10% del presupuesto mediante deducción del 5% efectuada del importe de cada certificación abonada al contratista.
4. Descuento del 10% efectuado sobre el importe de cada certificación abonada al contratista.

38.- Ejecución de los trabajos con cargo a la fianza.

Si el Contratista se negara a hacer por su cuenta los trabajos precisos para ultimar la obra en las condiciones contratadas, el Ingeniero en nombre y representación del Propietario los ordenará a ejecutar a un tercero, o directamente por Administración abonando su importe con la fianza depositada, sin perjuicio de las acciones legales a que tenga derecho el Propietario en el caso de que el importe de la fianza no baste para abonar el importe de los gastos efectuados en las unidades de obra que no fueran de recibo.

39.- Devolución de la fianza.

La fianza será devuelta al Contratista en el plazo que no exceda de 8 días, una vez firmada el acta de recepción definitiva de la obra, siempre que el Contratista haya acreditado, por medio de la certificación del Alcalde al Distrito Municipal en cuyo término se halle emplazada la obra contratada, y no haya reclamación alguna contra aquel por los daños y perjuicios que sean de su cuenta o por deudas de jornales o materiales, ni por indemnizaciones derivadas de accidentes ocurridos en el trabajo.

Penalizaciones.

40.- Importe de indemnización por retraso no justificado.

El importe de la indemnización que debe abonar el Contratista, por causa de retraso no justificada en el plazo de terminación de las obras contratadas, se fijará entre cualquiera de los siguientes:

1. Una cantidad fija durante el tiempo del retraso.
2. El importe de la suma de perjuicios materiales causados por la imposibilidad de ocupación del inmueble, previamente fijados.
3. El abono de un tanto por ciento anual sobre el importe del capital desembolsado a la terminación del plazo fijado y durante el tiempo que dure el retraso.

La cuantía y el procedimiento a seguir para fijar el importe de la indemnización, entre los anteriores especificados, se obtendrán expresamente entre ambas partes contratantes, antes de la firma del Contrato; a falta de este previo convenio, la cuantía de la indemnización se entiende que será el abono por el Contratista al Propietario de un interés del 4,5% anual, sobre las sumas totales de las cantidades desembolsadas por el Propietario, debidamente justificadas y durante el plazo de retraso de la entrega de las obras, en las condiciones contratadas.

Precios y revisiones.

41.- Precios contradictorios.

Si ocurriese algún caso por virtud del cual fuese necesario fijar un nuevo precio, se procederá a estudiarlo y convenirlo contradictoriamente de la siguiente forma:

1. El contratista formulará por escrito, bajo su firma, el precio que, a su juicio, debe aplicarse a la nueva unidad.
2. La dirección técnica estudiará el que, según su criterio, debe utilizarse.

Si ambos son coincidentes se formulará por la Dirección técnica el acta de avenencia, igual que si cualquier pequeña diferencia o error fuesen salvados por simple exposición y convicción de una de las partes, quedando así formalizado el precio contradictorio. Si no fuera posible conciliar por simple discusión los resultados, la Dirección Facultativa propondrá a la Propiedad que adopte la resolución que estime conveniente, que podrá ser aprobatoria del precio exigido por el Contratista o, en otro caso, la segregación de la obra o instalación nueva, para ser ejecutada por administración o por otro adjudicatario distinto.

La fijación del precio contradictorio habrá de preceder necesariamente al comienzo de la nueva unidad, puesto que, si por cualquier motivo ya se hubiese comenzado, el Contratista estará obligado a aceptar el que buenamente quiera fijarle la Dirección Facultativa y a concluir a satisfacción de éste.

De los precios así acordados se levantarán actas que firmarán por triplicado el Director de Obra, el Propietario y el Contratista, o los representantes autorizados a estos efectos por estos últimos.

42.- Revisión de precios.

Si los vigentes precios de jornales, cargas sociales y materiales, en el momento de firmar el Contrato, experimentan una variación oficial en más o menos de 5%, podrá hacerse una revisión de precios a petición de cualquiera de las partes, que se aplicará a la obra que falte por ejecutar. En caso de urgencia podrá autorizarse la adquisición de materiales a precios superiores, siendo el abono de la diferencia con los contratos.

Contratándose las obras a riesgo y ventura, es natural por ello que en principio no se debe admitir la revisión de los precios contratados. No obstante, y dada la variabilidad continua de los precios de los jornales y sus cargas sociales, así como la de los materiales y transportes, que son características de determinadas épocas anormales se admite durante ellas la rescisión de los precios contratados, bien en alza o en baja y en armonía con las oscilaciones de los precios del mercado. El Contratista puede solicitar la revisión en alza del Propietario en cuanto se produzca cualquier alteración de precio que repercuta aumentando los contratados. Ambas partes convendrán el nuevo precio unitario antes de comenzar o de recontinuar la ejecución de la unidad de obra en que intervenga el elemento cuyo precio en el mercado y por causas justificadas haya subido, especificándose y acordándose también previamente la fecha a partir de la cual se tendrá en cuenta y cuando proceda, el acopio de materiales en la obra en el caso que estuviese abonado total o parcialmente por el Propietario.

Si el Propietario o el Ingeniero en su representación no estuviese conforme con los nuevos precios de materiales que el Contratista desea percibir como normales en el mercado, aquel tiene la facultad de proponer al Contratista, en cuyo caso se tendrá en cuenta para la revisión, los precios de los materiales adquiridos por el Contratista merced a la información del Propietario.

Cuando entre los documentos aprobados por ambas partes figurase el relativo a los precios unitarios contratados descompuestos, se seguirá un procedimiento similar al preceptuado en los casos de revisión por alza de precios.

43.- Reclamaciones de aumentos de precios.

Si el Contratista, antes de la firma del contrato no hubiese hecho la reclamación y observación oportuna, no podrá bajo ningún pretexto de error u omisión reclamar aumento de los precios fijados en el cuadro correspondiente del presupuesto que se aprobase para la ejecución de las obras.

Tampoco se le admitirá reclamación de ninguna especie fundada en indicaciones que, sobre las obras, se hagan en la Memoria, por no servir este documento de base a la Contrata. Las equivocaciones materiales o errores aritméticos en las unidades de obra o en su importe, se corregirán en cualquier época que se observen, pero no se tendrán en cuenta a los efectos de la rescisión del contrato, señalados en los documentos relativos a las Condiciones Generales o Particulares de índole Facultativa, sino en el caso de que la Dirección Facultativa o el Contratista los hubieran hecho notar dentro del plazo de cuatro meses contados desde la fecha de la adjudicación. Las equivocaciones materiales no alterarán la baja proporcional hecha en la Contrata, respecto del importe del presupuesto que ha de servir de base a la misma, puesto esta baja se fijará siempre por la relación entre las cifras de dicho presupuesto, antes de las correcciones y la cantidad ofrecida.

44.- Normas para la adquisición de los materiales.

Si al Contratista se le autoriza a gestionar y adquirir los materiales, deberá presentar al Propietario los precios y las muestras de los materiales, necesitando su previa aprobación antes de adquirirlos.

Si los materiales fuesen de inferior calidad a las muestras presentadas y aprobadas, el Contratista adquiere la obligación de rechazarlos hasta que se le entreguen otros de las calidades ofrecidas y aceptadas. A falta del cumplimiento de esta obligación, el Contratista

indemnizará al Propietario con el importe de los perjuicios que por su incumplimiento se originen, cuya cuantía la evaluará el Ingeniero Director.

45.- Intervención administrativa del Propietario.

Todos los documentos que deben figurar en las cuentas de administración llevarán la conformidad del representante en los partes de jornales, transportes y materiales, firmando su conformidad en cada uno de ellos.

46.- Mejora de obras.

No se admitirán mejorar las obras, más que en el caso que el Ingeniero haya ordenado por escrito la ejecución de los trabajos nuevos o que mejoren la calidad de los contratados.

Tampoco se admitirán aumentos de obra en las unidades contratadas, salvo el caso de error en las mediciones del Proyecto, a menos que el Ingeniero ordene también por escrito la ampliación de las contratadas.

Será condición indispensable que ambas partes contratadas convengan por escrito los importes totales de las unidades mejoradas, los precios de los nuevos materiales y los aumentos de todas las mejoras.

47.- Unidades de obra no conformes con el Proyecto.

Si el Contratista, por causa justificada a juicio del Ingeniero, propusiera la ejecución de algún trabajo que no esté conforme con las condiciones de la contrata y por causas especiales de excepción la estimase el Ingeniero, éste resolverá dando conocimiento al Propietario y estableciendo contradictoriamente con el Contratista la rebaja del precio.

Medición, valoración y abono de las unidades de obra.

48.- Medición, valoración y abono de las unidades de obra.

El pago de obras realizadas se hará sobre certificaciones parciales que se practicarán mensualmente. Dichas certificaciones contendrán solamente las unidades de obra totalmente terminadas que se hubieran ejecutado en el plazo a que se refieran.

La relación valorada que figure en las certificaciones, se hará con arreglo a los precios establecidos y con la cubicación, planos y referencias necesarias para su comprobación. La

comprobación, aceptación o reparos deberán quedar terminados por ambas partes en un plazo máximo de 15 días.

El Director de Obra expedirá las certificaciones de las obras ejecutadas, que tendrán carácter provisional a buena cuenta, verificables por la liquidación definitiva o por cualquiera de las certificaciones siguientes, no suponiendo por otra parte, aprobación ni recepción de las obras ejecutadas y comprendidas en dichas certificaciones.

Serán de abono al Contratista las obras de fábrica ejecutadas con arreglo a condiciones y con sujeción a los planos del Proyecto o a las modificaciones introducidas por el Director Técnico en el replanteo o durante la ejecución de las obras, que constarán en planos de detalle y órdenes escritas. Se abonarán por su volumen o su superficie real de acuerdo con lo que se especifique en los correspondientes precios unitarios que figuran en el cuadro de precios.

49.- Mediciones parciales y finales.

Las mediciones parciales se verificarán en presencia del Contratista, de lo que se levantará acta por duplicado, que será firmada por ambas partes. La medición final se hará después de terminadas las obras con precisa asistencia del Contratista.

En el acta que se extienda, de haberse verificado la medición en los documentos que le acompañan, deberá aparecer la conformidad del Contratista o de su representación legal. En caso de no haber conformidad, lo expondrá sumariamente y a reserva de ampliar las razones que a ello obliga.

Composición de precios.

50.- Composición de los precios unitarios.

Los precios unitarios se compondrán preceptivamente de la siguiente forma:

1. Mano de obra, por categorías dentro de cada oficio, expresando el número de horas intervenidas por cada operario de la ejecución de cada unidad de obra y los horarios correspondientes.
2. Materiales, expresando la cantidad que en cada unidad de obra precise de cada uno de ellos y su precio unitario respectivo en origen.
3. Transporte de materiales, desde el punto de origen al pie de trabajo.
4. Tanto por ciento de medios auxiliares y de seguridad.
5. Tanto por ciento de gastos generales.

6. Tanto por ciento de seguros y cargas sociales.
7. Tanto por ciento de beneficio industrial del contratista.

51.- Composición de los precios por ejecución material.

Se entiende por precio de ejecución material el importe del coste total de la unidad de obra, es decir, el resultante de la suma de las partidas que importan los conceptos “dos” y “seis”, ambos inclusive, del artículo precedente, es decir, será igual a la suma de los cinco primeros conceptos del artículo anterior.

52.- Composición de los precios por contrata.

En el caso de que los trabajos a realizar en la obra y obra aneja, se entiende por precio de contrata el importe del coste de la unidad de obra total, es decir, el precio de ejecución material más el tanto por ciento sobre éste último precio en concepto de “beneficio industrial del Contratista”.

A falta de convenio especial se aplicará el 15%. De acuerdo con lo establecido se entiende por importe de contrata de un edificio u obra aneja, a la suma de su importe de ejecución material más el 15% de beneficio industrial:

1. Imprevistos, 1%.
2. Gastos de administración y dirección práctica de los trabajos 5%.
3. Intereses del capital adelantado por el contratista 3%.
4. Beneficio industrial del contratista 6%.

53.- Composición de los precios por administración.

Se denominan obras por administración aquellas en que las gestiones que se precisen realizar las lleva acabo el Propietario, bien por sí o por un representante suyo, o bien por mediación de su Constructor.

- Las obras por administración directa son aquellas en las que el propietario por sí o por mediación de un representante suyo lleve las gestiones precisas para la ejecución de las obras.
- Las obras por administración indirecta son aquellas en las que conviven un Propietario y el Contratista, para que éste por cuenta de aquel y como delegado suyo realice las gestiones y los trabajos que se precisen así se convengan.

Por parte del Propietario, tiene la obligación de abonar directamente o por mediación del contratista todos los gastos inherentes a la realización de los trabajos. Por parte del contratista, la obligación de llevar la gestión práctica de los trabajos.

Para la liquidación de los trabajos que se ejecute por administración indirecta, regirán las normas que a tales fines se establece en las Condiciones Particulares de índole Económico vigente en la obra:

1. Las facturas de los transportes de materiales entrados en la obra.
2. Los documentos justificativos de las partidas abonadas por los seguros y cargas sociales vigentes.
3. Las nóminas de los salarios abonados.
4. Los recibos de licencias, impuestos y demás cargas inherentes a la obra.
5. A la suma de todos los gastos inherentes a la propia obra en cuya gestión o pago haya intervenido el contratista se le aplicará un 15%, incluidos los medios auxiliares y los de seguridad.

54.- Precio del material acopiado a pie de obra.

Si el Propietario ordenase por escrito al Contratista el acopio de materiales o aparatos en la obra a los precios contratados y ésta así lo efectuase, los que se hayan acopiado se incluirán en la certificación siguiente a su entrada en la obra.

55.- Precios de las unidades de obra y de las partidas alzadas.

En los precios de las distintas unidades de obra, en los de aquellas que hayan de abonarse por partidas alzadas, se entenderán que se comprende el de la adquisición de todos los materiales necesarios, su preparación y mano de obra, transporte, montaje, colocación, pruebas y toda clase de operaciones y gastos que vayan a realizarse, así como riesgos y gravámenes que puedan sufrirse, aun cuando no figuren explícitamente en el cuadro de precios, para dejar la obra completamente terminada, con arreglo a las condiciones, y para conservarla hasta el momento en que se realice la entrega.

Los precios serán invariables, cualquiera que sea la procedencia de los materiales y el medio de transporte, sin más excepción que la expresada en este Pliego.

Relaciones valoradas y certificaciones.

56.- Relaciones valoradas y certificaciones.

Lo ejecutado por el Contratista se valorará aplicando al resultado de la medición general los precios señalados en el presupuesto para cada una de ellas, teniendo en cuenta además lo establecido en el presente pliego respecto a mejoras o sustituciones de materiales y a las obras accesorias y especiales.

Al Contratista, el Ingeniero le facilitarán los datos de la certificación, acompañándolos de una nota de envío, al objeto, que dentro del plazo de 10 días a partir de la fecha del envío de dicha nota, pueda el Contratista examinarlos y devolverlos firmados con su conformidad, hacer en caso contrario, las observaciones o reclamaciones que considere oportunas.

Dentro de los 10 días siguientes a su recibo, el Ingeniero aceptará o rechazará las reclamaciones al Contratista si las hubiera, dando cuenta al mismo de su resolución, pudiendo éste, en el segundo caso, acudir ante el Propietario contra la resolución del Ingeniero en la forma prevenida en los pliegos anteriores.

Cuando por la importancia de la obra, o por la clase y número de documentos, no considere el Contratista suficiente aquel plazo para su examen, podrá el Ingeniero concederle una prórroga. Si transcurrido el plazo de 10 días a la prórroga expresada no hubiese devuelto el Contratista los documentos remitidos, se considerará que está conforme con los referidos datos, y expedirá el Ingeniero la certificación de las obras ejecutadas.

El material acopiado a pie de obra por indicación expresa y por escrito del Propietario, podrá certificarse hasta el 90% de su importe, a los que figuren en los documentos del proyecto, sin afectarlos del tanto por ciento de contrata.

Las certificaciones se remitirán al Propietario, dentro del mes siguiente al período a que se refieren, y tendrán el carácter de documento y entregas a buena cuenta sujetas a las rectificaciones y variaciones que se deriven de la liquidación final, no suponiendo tampoco dichas certificaciones aprobación ni recepción de las obras que comprenden.

Las relaciones valoradas contendrán solamente la obra ejecutada en el plazo a que la valoración se refiere. En el caso de que el Ingeniero lo exigiera, las certificaciones se extenderán al origen.

57.- Valoración en el caso de rescisión.

Se abonarán los materiales acopiados al pie de obra si son de recibo y de aplicación para terminar esta, en una cantidad proporcionada a la obra pendiente de ejecución, aplicándose a estos materiales los precios que figuren en el cuadro de precios descompuestos. También se abonarán los materiales acopiados fuera de la obra, siempre que se transporten al pie de ella.

En el caso de rescisión por falta de pago o retraso en el abono o suspensión por plazo superior de un año imputable al Propietario, se concederá al contratista además de las cantidades anteriormente expuestas, una indemnización que fijará el Ingeniero, la cual no podrá exceder del 3% del valor de las obras que falten por ejecutar.

En caso de rescisión por alteración de presupuesto o por cualquiera de las causas reseñadas en las condiciones legales, no procederá más que el reintegro al Contratista de los gastos por custodias de fianza, anuncio de subasta y formalización del contrato, sin que pueda reclamar el abono de los útiles destinados a las obras.

En caso de rescisión por falta de cumplimiento en los plazos de obra, no tendrá derecho el Contratista a reclamar ninguna indemnización a las obras pero si a que se abonen las ejecutadas, con arreglo a condiciones y los materiales acopiados a pie de obra que sean de recibo.

Si lo incompleto, es la unidad de obra y la parte ejecutada en ella fuera de recibo, entonces se abonará esta parte con arreglo a lo que correspondan según la descomposición del precio que figura en el cuadro del Proyecto, sin que pueda pretender el Contratista que, por ningún motivo se efectúe la descomposición en otra forma que la que en dicho cuadro figura.

Toda unidad compuesta o mixta no especificada en el cuadro de precios, se valorará haciendo la descomposición de la misma y aplicando los precios unitarios de dicho cuadro a cada una de las partes que la integra, quedando en esta suma, así obtenida, comprendidos todos los medios auxiliares.

En general se dará al Contratista un plazo de tiempo que determinará la Dirección de la Obra, dentro de los límites de 20 y 60 días para poner el material en curso de instalaciones de ser aceptado como obra terminada, teniendo en cuenta que las no finalizadas se liquidarán a los precios elementales que figuren en el presupuesto, así como los recibos de los materiales a pie de obra que reúnan las debidas condiciones.

58.- Equivocaciones en el presupuesto.

Se supone que el Contratista ha hecho detenido estudio de los documentos que componen el Proyecto, y por tanto al no haber hecho ninguna observación sobre posibles errores o equivocaciones en el mismo, se entiende que no hay lugar a disposición alguna en cuanto afecta a medidas o precios, de tal suerte, que si la obra ejecutada con arreglo al proyecto contiene mayor número de unidades que las previstas, no tiene derecho a reclamación alguna. Si por el contrario, el número de unidades fuera inferior, se descontará del presupuesto.

Formas de abono de las obras.

59.- Formas de abono de las obras.

El abono de los trabajos efectuados se efectuará por uno de los procedimientos siguientes, convenido por el Ingeniero y el Contratista antes de dar comienzo los trabajos:

1. Tipo fijo o tanto alzado total.
2. Tipo fijo o tanto alzado por unidad de obra, cuyo precio invariable se haya fijado de antemano, pudiendo variar el número de unidades ejecutadas.
3. Tanto variable por unidad de obra según las condiciones en que se realice y los materiales diversos empleados en su ejecución de acuerdo con las órdenes del ingeniero.
4. Por lista de jornales y recibos de materiales autorizados en la forma que el presente pliego determina.
5. Por horas de trabajo ejecutado en las condiciones determinadas en el contrato.

60.- Abono de unidades de obra ejecutadas.

El Contratista deberá percibir el importe de todas aquellas unidades de obra que haya ejecutado con arreglo y sujeción a los documentos del Proyecto, a las condiciones de la contrata y a las órdenes e instrucciones que por escrito entregue el Ingeniero.

61.- Abono de trabajos presupuestados con partidas alzadas.

Si existen precios contratados para unidades de obras iguales a las presupuestadas mediante partida alzada se abonará previa medición y aplicación del precio establecido.

Si existen precios contratados para unidades de obra similares, se establecerá, precios contradictorios para las unidades con partidas alzadas, deducidos de los similares contratados.

Si no existen precios contratados, para unidades de obra iguales o similares, la partida alzada se abonará íntegramente al Contratista, salvo el caso de que en el presupuesto de la obra se exprese que el importe de dicha partida debe justificarse en cuyo caso, el Ingeniero director de la obra indicará al Contratista y con anterioridad a su ejecución, el procedimiento que debe seguirse para llevar dicha cuenta.

62.- Abono de trabajos ejecutados durante el plazo de garantía.

Efectuada la recepción provisional, y si durante el plazo de garantía se hubieran ejecutado trabajos para su abono se procederá así:

1. Si los trabajos se realizan y están especificados en el proyecto, y sin causa justificada no se hubieran realizado por el Contratista a su debido tiempo, y el ingeniero exigiera su realización durante el plazo de garantía, serán valoradas a los precios que figuren en el presupuesto y abonados de acuerdo con lo establecido en los pliegos particulares o en su defecto en los generales, en el caso de que dichos fueran inferiores a los que rijan en la época de su realización en caso contrario, se aplicarán estos últimos.
2. Si se han ejecutado trabajos precisos para la reparación de desperfectos ocasionados por el uso de las obras, por haber sido utilizadas durante dicho plazo por el propietario, se valorarán y abonarán a los precios del día, nada se abonará por ellos al contratista.

63.- Abono de obras incompletas.

Cuando por rescisión u otra causa fuera preciso valorar obras incompletas, se aplicarán los precios del presupuesto sin que pueda pretenderse la valoración de cada unidad de obra en forma distinta, ni que tenga derecho el Contratista a reclamación alguna por insuficiencia u omisión del costo de cualquier elemento que constituye el precio.

Las partidas que componen la descomposición del precio serán de abono cuando esté acopiado en obra la totalidad del material, incluidos accesorios, o realizados en su totalidad las labores u operaciones que determina la definición de la partida, ya que el criterio a seguir ha de ser que sólo se consideran abonables fases con ejecución terminadas, perdiendo el Adjudicatario todos los derechos en el caso de dejarlas incompletas.

Liquidaciones.

64.- Liquidaciones parciales.

Las liquidaciones se harán por certificaciones mensuales y se hallarán multiplicando las unidades resultantes de las mediciones por el precio asignado de cada unidad en el presupuesto. Se añadirá el % correspondiente al sistema de Contrato, desquitando las rebajas que se obtuvieran en subasta.

65.- Carácter provisional de las liquidaciones parciales.

Las liquidaciones parciales tienen carácter de documentos provisionales a buena cuenta, sujetos a certificaciones y variaciones que resulten de la liquidación final, no suponiendo tampoco dichas certificaciones aprobación ni recepción de las obras que comprenden.

La Propiedad se reserva en todo momento y especialmente al hacer efectivas las liquidaciones parciales, el derecho de comprobar que el Contratista ha cumplido los compromisos referentes al pago de jornales y materiales invertidos en la obra, a cuyo efecto deberá presentar el Contratista los comprobantes que se exijan.

66.- Liquidación final.

La liquidación general se llevará a cabo una vez terminadas las obras y en ella se hará constar las mediciones y valoraciones de todas las unidades de obra realizadas, las que constituyen modificaciones del proyecto, y los documentos y aumentos que se aplicaron en las liquidaciones parciales, siempre y cuando hayan sido previamente aprobadas por la Dirección técnica con sus precios.

De ninguna manera tendrá derecho el Contratista a formular reclamaciones por aumentos de obra que no estuviesen autorizados por escrito a la Propiedad con el visto bueno del Ingeniero Director.

67.- Liquidación en caso de rescisión.

En este caso, la liquidación se hará mediante un contrato liquidatorio, que se redactará de acuerdo por ambas partes. Incluirá el importe de las unidades de obra realizadas hasta la fecha de la rescisión.

Pagos.

68.- Pagos.

Los pagos se efectuarán por el Propietario en los plazos previamente establecidos, y sus importes corresponderán precisamente al de las certificaciones de obras expedidas por el ingeniero, en virtud de las cuales se verificarán aquellos.

69.- Suspensión o retrasos en los trabajos por retraso en pagos.

En ningún caso podrá el Contratista, alegando retraso en los pagos, suspender trabajos o ejecutarlos a menor ritmo que el que le corresponda, con arreglo al plazo en que deben terminarse.

70.- Demora de los pagos.

Si el Propietario no efectuase el pago de las obras ejecutadas, dentro del mes siguiente al que corresponda el plazo convenido, el Contratista tendrá además el derecho de percibir el abono de un 4,5% anual en concepto de tiempo del retraso y sobre el importe de la mencionada certificación.

Si aún transcurrieran dos meses a partir del término de dicho plazo, tendrá derecho el Contratista a la rescisión del Contrato, procediéndose a la ejecución de la liquidación correspondiente de las obras ejecutadas y de los materiales acopiados, siempre que estos reúnan las condiciones preestablecidas y que la cantidad no exceda de la necesaria para la terminación de la obra contratada o adjudicada.

Se rechazará toda solicitud de rescisión del Contrato fundada en dicha demora de pagos, cuando el Contratista no justifique que en la fecha de dicha solicitud ha invertido en obra en los materiales acopiados admisibles la parte de presupuesto correspondiente al plazo de ejecución que tenga señalado en el Contrato.

Indemnización de daños causados por fuerza mayor.

71.- Indemnización de daños causados por fuerza mayor.

El Contratista no tendrá derecho a indemnización por causas de pérdidas ocasionadas en la obra sino en los casos de fuerza mayor. Para los efectos de este artículo, se considerarán como tales casos los que siguen:

1. Los incendios causados por electricidad atmosférica.
2. Los producidos por terremotos o maremotos.
3. Los producidos por vientos huracanados, mareas, crecidas de los ríos, superiores a los que sean de prever en el país, y siempre que exista constancia inequívoca de que por el Contratista se tomarán las medidas posibles dentro de sus medios para evitar daños.
4. Las que provengan de movimientos del terreno en el que estén construidas las obras.

La indemnización se referirá al abono de las unidades de obra ya ejecutadas con materiales acopiados a pie de obra; en ningún caso comprenderá medios auxiliares.

7.2.3.- Condiciones generales legales

Arbitrio y jurisdicción.

72.- Formalización del Contrato.

Los Contratos se formalizarán mediante documentos privados, que podrán elevarse a escritura pública a petición de cualquiera de las partes y con arreglo a las disposiciones vigentes. Este documento contendrá una cláusula en las que se expresa terminantemente que el Contratista se obliga al cumplimiento exacto del Contrato, conforme a lo previsto en el Pliego General de Condiciones.

El Contratista antes de firmar la escritura habrá firmado también su conformidad al pie del Pliego de Condiciones Particulares que ha de regir la obra, en los planos, cuadros de precios y presupuesto general.

Serán de cuenta del Adjudicatario todos los gastos que ocasione la extensión del documento en que se consigne la contrata.

73.- Arbitraje obligatorio.

Ambas partes se comprometen a someterse en sus diferencias al arbitraje de amigables componedores, designados uno de ellos por el Propietario, otro por la contrata y res Ingenieros por el C.O. correspondiente, uno de los cuales será forzosamente el Director de Obra.

74.- Jurisdicción competente.

En caso de no haberse llegado a un acuerdo por el anterior procedimiento, ambas partes son obligadas a someterse a la discusión de todas las cuestiones que pueden surgir como derivadas de su Contrato, a las autoridades y tribunales administrativos, con arreglo a la legislación vigente, renunciando al derecho común y al fuero de su domicilio, siendo competente la jurisdicción donde estuviese enclavada la obra.

Responsabilidades legales del contratista.

75.- Medidas preparatorias.

Antes de comenzar las obras el Contratista tiene la obligación de verificar los documentos y de volver a tomar sobre el terreno todas las medidas y datos que le sean necesarios. Caso de no haber indicado al Director de obra en tiempo útil, los errores que pudieran contener dichos documentos, el Contratista acepta todas las responsabilidades.

76.- Responsabilidad en la ejecución de las obras.

El Contratista es responsable de la ejecución de las obras en las condiciones establecidas en el Contrato y en los documentos que componen el Proyecto. Como consecuencia de ello, vendrá obligado a la demolición y reconstrucción de todo lo mal ejecutado, sin que pueda servir de excusa el que la Dirección Facultativa haya examinado o reconocido la construcción durante las obras, ni el que hayan sido abonadas las liquidaciones parciales.

77.- Legislación Social.

Habrá de tenerse en cuenta por parte del Contratista la Reglamentación de Trabajo, así como las demás disposiciones que regulan las relaciones entre patronos y obreros, contratación del Seguro Obligatorio, Subsidio Familiar y de Vejez, los Accidentes de Trabajo, Seguridad e Higiene en el Trabajo y demás con carácter social urgentes durante la ejecución de las obras.

El Contratista ha de cumplir lo reglamentado sobre seguridad e higiene en el trabajo, así como la legislación actual en el momento de ejecución de las obras en relación sobre protección a la industria nacional y fomento del consumo de artículos nacionales.

78.- Medidas de seguridad.

En caso de accidentes ocurridos a los operarios con motivo de ejercicios en los trabajos para la ejecución de las obras, el Contratista se atendrá a lo dispuesto a estos respectos vigentes en la legislación, siendo en todo caso único responsable de su incumplimiento y sin que por ningún concepto pueda quedar afectada la Propiedad, por responsabilidad en cualquier aspecto.

De los accidentes y perjuicios de todo género que por cumplir el Contratista lo legislado sobre la materia, pudiera recaer o sobrevenir, será este el único responsable, o sus representantes en la obra, ya se considera que los precios contratados están incluidos todos los gastos precisos para cumplimentar debidamente, dichas disposiciones legales, será preceptivo que el tablón de anuncios de la obra presente artículos del Pliego de Condiciones Generales de índole general, sometido previamente a la firma de la Dirección Facultativa.

El Contratista está obligado a adoptar todas las medidas de seguridad que las disposiciones vigentes perpetúen para evitar en lo posible accidentes a los obreros y a los andantes no sólo en los andamios, sino en todos los lugares peligrosos de la obra. Se exigirán con especial atención la observación de lo regulado por la ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo (O.G.S.H.T.).

79.- Vallado y policía de obra.

Serán de cargo y cuenta del Contratista el vallado y la policía del solar, cuidando de la conservación de sus líneas de linde y vigilando que, por los poseedores de las fincas contiguas, si las hubiese, no se realicen durante las obras actos que mermen o modifiquen la propiedad.

Toda observación referente a este punto será puesta inmediatamente en conocimiento del Ingeniero Director.

80.- Permisos y Licencias.

El adjudicatario estará obligado a tener todos los permisos y licencias, para la ejecución de las obras y posterior puesta en servicio y deberá abonar todas las cargas, tasas e impuestos derivados de la obtención de dichos permisos.

81.- Daños a terceros.

El Contratista será responsable de todos los accidentes que por inexperiencia o descuido sobreviniese en la edificación donde se efectúan las obras.

Como en las contiguas será, por tanto, de sus cuentas el abono de las indemnizaciones a quien corresponde y cuando ello hubiera lugar, de todos los daños y perjuicios que puedan causarse en las operaciones de ejecución de las obras.

El Contratista cumplirá los requisitos que prescriben las disposiciones vigentes sobre la materia, debiendo exhibir cuando a ello fuese requerido, el justificante de tal cumplimiento.

82.- Seguro de la obra.

El Contratista estará obligado a asegurar la obra contratada durante el tiempo que dure su ejecución hasta la recepción definitiva, la cuantía del seguro coincidirá en cada momento con el valor que tengan por contrata los objetos asegurados.

El importe abonado por la sociedad aseguradora se ingresará en cuenta a nombre del Propietario, para que con cargo a él, se abone la obra que se construye y a medida que esta se vaya realizando. El reintegro de dicha cantidad al Contratista se efectuará por certificaciones como el resto de los trabajos.

En las obras de reparación o reforma, se fijará la porción de la obra que debe ser asegurada y su cuantía, y si nada se previene, se entenderá que el seguro ha de comprender toda la parte de la obra afectada por la obra.

Los riesgos asegurados y las condiciones que figuren en la póliza de seguros, las pondrá el Contratista antes de contratadas, en conocimiento del Propietario, al objeto de recabar de éste su previa conformidad o reparos.

83.- Suplementos.

El Contratista no puede hacer ningún trabajo que ocasione suplementos de gastos sin autorización escrita del Propietario de la instalación y con el visto bueno del Director de obra.

84.- Conservación y otros.

El Contratista ejecutor de las obras tendrá que conservar a su cargo todos los elementos de las obras civiles y eléctricas desde el comienzo de las obras hasta la recepción definitiva de las mismas. A este respecto, los gastos derivados de la conservación, tales como revisiones periódicas de las instalaciones, vigilancia, reposición de posibles desperfectos causados por terceros, limpieza de aparatos, etc. correrán a cargo del Contratista, no pudiendo éste alegar que la instalación esté o no en servicio.

La sustitución o reparación será decidida por la Dirección de obra, que juzgará a la vista del incidente si el elemento puede ser reparado o totalmente sustituido por uno nuevo teniendo que aceptar totalmente dicha decisión.

El Contratista estará obligado a ejecutar aquellos detalles imprevistos por su minuciosidad o que se hayan omitido si el Director de la obra lo juzga necesario.

85.- Hallazgos.

El Propietario se reserva la posesión de las antigüedades, objetos de arte, o sustancias minerales utilizables, que se encuentren en las excavaciones y demoliciones practicadas en su terreno o edificaciones. El Contratista deberá emplear para extraerlo todas las precauciones que se le indiquen por la Dirección.

El Propietario abonará al Contratista el exceso de obras o gastos especiales que estos trabajos ocasionen. Serán así mismo, de la exclusiva pertenencia del Propietario los materiales y corrientes de agua que, como consecuencia de la ejecución de las obras, aparecieran en los solares o terrenos donde se realicen las obras, pero el Contratista, en el

caso de tratarse de aguas y si las utilizara, serán de cargo del Contratista las obras que sean convenientes ejecutar para recogerlas para su utilización.

La utilización para el aprovechamiento de gravas y arenas y toda clase de materiales procedentes de los terrenos donde los trabajos se ejecuten, así como las condiciones técnicas y económicas en que estos aprovechamientos han de concederse y ejecutarse se señalarán para cada caso concreto por la Dirección Facultativa.

86.- Anuncios y carteles.

Sin previa autorización de la Propiedad no podrán ponerse, ni en sus vallas, más inscripciones o anuncios que los convenientes al régimen de los trabajos y la policía local.

87.- Copia de documentos.

El Contratista tiene derecho a sacar copias a su costa de los planos, presupuesto, y pliego de condiciones y demás documentos del proyecto.

Subcontratas.

88.- Subcontratas.

El Contratista puede subcontratar una parte o la totalidad de la obra a otra u otras empresas, administradores, constructores, instaladores, etc. no eximiéndose por ello de su responsabilidad con la Propiedad.

El Contratista será el único responsable de la totalidad de la obra tanto desde el punto de vista legal como económico, reconociéndose como el único interlocutor válido para la Dirección Técnica.

Pago de arbitrios.

89.- Pagos de arbitrios.

El pago de impuestos y arbitrios en general municipales o de otro régimen, sobre vallas, alumbrado, etc., cuyo abono debe hacerse el tiempo de ejecución de las obras y por conceptos inherentes a los propios trabajos que se realizan, correrán a cargo del Contratista siempre que en las condiciones particulares del Proyecto no se estipule lo contrario. No obstante, al Contratista le deberá ser reintegrado el importe de todos aquellos conceptos que la Dirección Facultativa considere justo hacerlo.

Causas de rescisión del contrato.

90.- Causas de rescisión del contrato.

Se consideran causas suficientes de rescisión de Contrato las que a continuación se señalan:

1. La muerte o incapacidad del contratista.
2. La quiebra del contratista.

En los casos anteriores, si los herederos o síndico se ofrecieran a llevar a cabo las obras bajo las mismas condiciones estipuladas en el Contrato, el Propietario puede admitir o rechazar el ofrecimiento, sin que este último caso tenga derecho a indemnización alguna.

Las alteraciones del Contrato por las causas siguientes:

1. La modificación del proyecto en forma tal, que representan alteraciones fundamentales del mismo a juicio de la Dirección Facultativa y en cualquier caso, siempre que la variación del presupuesto de ejecución, como consecuencia de estas modificaciones, representen más o menos un 25% como mínimo del importe de aquel.
2. La modificación de las unidades de obra siempre que estas modificaciones representen variaciones, más o menos del 40% como mínimo de alguna de las unidades que figuren en las modificaciones del proyecto, o más de un 50% de unidades del Proyecto modificadas.
3. La suspensión de la obra comenzada y en todo caso siempre que por causas ajenas a la contrata no se dé comienzo de la obra adjudicada dentro del plazo de tres meses a partir de la adjudicación, en este caso la devolución de la fianza será automática.
4. La suspensión de la obra comenzada, siempre que el plazo de suspensión haya excedido de un año.
5. El no dar comienzo de la contrata a los trabajos dentro de los plazos señalados en las condiciones particulares del Proyecto.
6. Incumplimiento de las condiciones del contrato cuando implique descuido o mala fe, con perjuicio de los intereses de las obras. La mala fe de la ejecución de los trabajos.
7. El abonado de la obra sin causa justificada.
8. La terminación del plazo de ejecución de la obra haberse llegado a ésta.

Quedará rescindido el contrato por incumplimiento del contratista de las condiciones estipuladas en este Pliego perdiendo en este caso la fianza, y quedando son derecho a reclamación alguna.

7.3.- PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS PARTICULARES

En este Capítulo se detallan las características técnicas de los materiales, maquinarias y equipos a emplear, y los medios de ejecución de las obras, además se redactarán las normas de seguridad en el desarrollo de los trabajos y los métodos de medición y valoración a seguir; para cada uno de los pasos que conforman la ejecución al completo del Proyecto.

7.3.1.- Generalidades

Medición y valoración de las Unidades de Obra.

El pago de obras realizadas se hará sobre certificaciones parciales que se practicarán mensualmente. Dichas certificaciones contendrán solamente las unidades de obra totalmente terminadas que se hubieran ejecutado en el plazo a que se refieran. La relación valorada que figure en las certificaciones, se hará con arreglo a los precios establecidos y con la cubicación, planos y referencias necesarias para su comprobación.

La comprobación, aceptación o reparos deberán quedar terminados por ambas partes en un plazo máximo de 15 días.

El Director de obra expedirá las certificaciones de las obras ejecutadas, que tendrán carácter provisional a buena cuenta, verificables por la liquidación definitiva o por cualquiera de las certificaciones siguientes, no suponiendo por otra parte, aprobación ni recepción de las obras ejecutadas y comprendidas en dichas certificaciones.

Serán de abono al Contratista, las obras de tierra, de fábrica y accesorios, ejecutadas con arreglo a condiciones y con sujeción a los planos del Proyecto, o a las mediciones introducidas por el Director de la Obra, en el replanteo de las mismas, que constará en el plano de detalle y órdenes escritas, se abonará por el volumen o peso de acuerdo con lo que se especifique en los correspondientes precios unitarios que figuren en el cuadro de precios.

Condiciones Generales de seguridad e higiene en el trabajo.

De acuerdo con lo prescrito en el Reglamento de Seguridad e Higiene en el Trabajo en vigor, las obras objeto del Proyecto satisfarán todas las medidas de seguridad e higiene en beneficio del personal de la misma, haya de realizar su trabajo.

7.3.2.- Comienzo de las obras

Replanteo.

El Director Obra auxiliado por el personal técnico y equipo de trabajo, de la empresa adjudicataria encargada de la ejecución, efectuará sobre el terreno el replanteo general de las obras que comprenden el Proyecto, así como los replanteos parciales que sean necesarios durante la ejecución de las mismas, dejando constancia material mediante señales, hitos y referencias colocadas en puntos fijos del terreno que tengan garantía de permanencia para que, durante la ejecución de las obras, puedan fijarse con relación a ellas la situación en planta o en altura de cualquier elemento o parte de las mismas obras.

El Contratista facilitará a sus expensas cuantos medios materiales y auxiliares se necesiten para llevar a cabo los replanteos generales y parciales.

Con los resultados obtenidos, se levantará acta, acompañada de planos, mediciones y valoraciones, firmadas por el Director Obra y el Contratista o representante en quien delegue, en la que se hará constar las modificaciones introducidas, caso de que se produzcan, presupuestos resultantes y cuantas incidencias sean de interés para un mejor realización de las obras. El Contratista, desde el momento que firma el acta de replanteo, se hace responsable de la conservación y reposición de todos los datos que motiven las operaciones reseñadas en este artículo, incluidos materiales, colaboración…

Si durante la realización de las obras se apreciase un error en los replanteos, alineaciones o dimensiones de una parte cualquiera de las obras, el Contratista procederá a su rectificación a su costa. La verificación de los replanteos, alineaciones o dimensiones por la Dirección de obra, no eximirá al Contratista de sus responsabilidades en cuanto a sus exactitudes.

Limpieza del terreno.

Las operaciones de desbrozado deberán ser efectuadas con las debidas precauciones de seguridad a fin de evitar daños en las construcciones existentes, propiedades colindantes, vías y servicios públicos y accidentes de cualquier tipo.

Todos los materiales que puedan ser destruidos por el fuego serán quemados, de acuerdo con las normas que sobre el particular existan en la localidad. Los materiales no combustibles podrán ser utilizados por el Contratista en la forma que considere más conveniente, previa autorización del Director de Obra.

7.3.3.- Movimiento de tierras

Excavaciones.

Las excavaciones a realizar son:

- Excavación terreno.
- Excavaciones para cimientos de la nave industrial.

Para no disgregar el terreno más allá de lo previsto, el Director de Obra podrá ordenar que las excavaciones para cimientos, sean realizadas por etapas sucesivas.

Si el suelo fuera arcilloso, se realizará la excavación en dos partes, dejando sin ejecutar una capa final, 15 cm, hasta el momento de construir las cimentaciones de la obra.

Si del reconocimiento del terreno practicado al efectuar las excavaciones, resultase necesidad o conveniencia de variar el sistema de cimentación previsto para las obras, se reformará el Proyecto, suspendido mientras tanto los trabajos que fueran necesarios. El Contratista percibirá en este caso el coste de los trabajos realizados, pero no tendrá derecho a ninguna otra indemnización por la variación del Proyecto.

Con arreglo a planos o en su caso a las indicaciones recibidas del Director de Obra como consecuencia del replanteo general, el Contratista realizará las excavaciones necesarias para la ejecución de las obras objeto del proyecto. En tales excavaciones se incluirán los siguientes puntos:

1. Desbroce y despeje del terreno.
2. Extracción.
3. Transporte de los productos removidos a acopio, lugar de empleo o vertedero
4. Acondicionamiento de terrenos si fuese necesario y cuantas operaciones fuesen necesarias para terminar la obra.
5. Relleno.

Toda excavación no realizada por el Adjudicatario según planos o con el visto bueno del Director de Obra, no serán abonados. El acopio del material extraído se realizará en lugar adecuado, de modo que no se perjudique el tráfico, ni perturbe desagües y drenajes. Estos trabajos se consideran intrínsecos a la obra y por tanto incluidas en las unidades correspondientes, por lo que no procede abono alguno complementario por tales conceptos.

Medición y valoración de las excavaciones.

Las excavaciones necesarias para la ejecución de las obras, se abonarán por su volumen referido al terreno antes de excavarlo, al precio respectivo por m^3 que figura en el cuadro de precios.

Los volúmenes se deducirán de las líneas teóricas de los planos y órdenes escritas del Director, a partir de los perfiles reales del terreno. Los precios comprenden todos los medios auxiliares y operaciones necesarias para hacer las excavaciones, así como la arena o material preciso que se precise. También incluye la retirada de los productos de las excavaciones a sitios donde no afecten a las obras.

No serán abonados los trabajos y materiales que hayan de emplearse para evitar posibles desprendimientos, ni los excesos de excavaciones que por conveniencia u otras causas ajenas a la dirección de las obras ejecute el Contratista, así como las entibaciones que sean precisas ejecutar para seguridad del personal y evitar accidentes.

No serán abonados los desprendimientos, salvo en aquellos casos en que se pueda comprobar que ha sido debido a fuerza mayor. Nunca lo serán los debidos a negligencias del Contratista o por no haber cumplido las órdenes de la dirección de la obra.

Tampoco serán de abono la reparación de todas las averías y desperfectos que en cualquier excavación puedan producirse por consecuencia de lluvias, tránsitos no autorizados y otras causas que no sean de fuerza mayor.

Vaciado de tierras.

El Contratista ejecutará las excavaciones según el trazado y profundidad que se determina en los planos. Los productos de los desmontes y los sobrantes del relleno de zanjas, se verterán en los lugares que a tal fin designe el Director de Obra. El vaciado se hará por franjas horizontales de altura no mayor de 1.5 m al ejecutarse a mano o de 3 m al ejecutarse a máquina, trabajando ésta en dirección no perpendicular a los bordes con elementos estructurales y barras o medianerías, dejando sin excavar una zona de protección de ancho no menor de 1m que se quitará a mano antes de descender la máquina en ese borde a la franja interior. Antes de empezar el vaciado, la Dirección aprobará el replanteo realizado, así como los accesos propuestos que serán clausurables y separados para peatones y vehículo de carga.

Las camillas del replanteo serán dobles en los extremos de las alineaciones y estarán separadas del borde del vaciado a no menos de 1 m. Se dispondrán puntos fijos de referencia en lugares que no puedan ser afectados por el vaciado a los cuales se referirán todas las

lecturas de cotas de nivel y desplazamientos horizontales y/o verticales de los puntos del terreno y/o edificaciones próximas. Las lecturas diarias de los desplazamientos referidos a estos puntos, se anotarán en un estadillo para su control por la Dirección.

Cuando al excavar se encuentre cualquier anomalía no prevista, con variación de los estratos y/o de sus características, cursos de aguas subterráneas, restos de construcciones, valores arqueológicos, se parará la obra al menos en ese tajo, y se comunicará a la Dirección.

El solar estará rodeado de una valla, verja o muro de altura no menor de 2 m. No se acumulará terreno de excavación, ni otros materiales, junto al borde del vaciado, debiendo estar separado de éste un distancia no menor de 2 veces la profundidad del vaciado en ese borde, salvo autorización en cada caso de la Dirección de Obra.

Siempre que por circunstancias imprevistas se presente un problema de urgencia, el Contratista tomará provisionalmente las medidas oportunas, a juicio del mismo, y se lo comunicará lo antes posible a la Dirección.

Una vez alcanzada la cota inferior del vaciado, se hará una revisión general de las edificaciones medianeras para observar las lesiones que haya sufrido, tomándose las medidas oportunas.

Serán condiciones de no aceptación:

1. En dimensiones, errores superiores al 2.50% y variaciones de ± 10 cm.
2. En altura, mayor de 1.65 m con medios manuales o mayor de 3.30 m con medios mecánicos.
3. En zona de protección, inferior de 1 m.

La unidad de medición será el metro cúbico de volumen excavado.

Rellenos.

Podrán emplearse para rellenos todos los productos de dentro y fuera de la obra, siempre que reúnan las condiciones indispensables para una buena consolidación, compactación y asiento uniforme.

7.3.4.- Cimentaciones

Hormigones.

Para su ejecución se tendrán en cuenta las prescripciones de la Instrucción para el Proyecto y Ejecución de obras de Hormigón en Masa y Armado EHE-08.

A los distintos hormigones que se empleen o puedan emplearse se les exigirá como mínimo las resistencias características a compresión a los veintiocho (28) días, en probetas cilíndricas de quince (15) cm de diámetro y treinta (30) cm de altura. Si los hormigones no cumplieran como mínimo con los valores de resistencia, se adoptará por el Director de Obra la decisión que proceda conforme al apartado 69.4 de la EHE-08.

Las relaciones máximas de agua y cemento a emplear, salvo autorización expresa y por escrito del Técnico Encargado, serán del sesenta por ciento (60%).

Los asientos máximos de los hormigones después de depositado el hormigón, pero antes de consolidado, serán en alzados o cimientos, en masa de cuarenta (40) mm y en hormigones armados de sesenta (60) mm.

El hormigón armado de la solera así como el de las demás partes de la obra, se verificará de la forma más continua posible, y cuando haya que interrumpir el trabajo, se procurará dejar la superficie sin terminar, lo más resguardada posible de los agentes exteriores, cubriéndola con sacos húmedos. Al reanudar el trabajo, si no se presentase síntomas de iniciación de fraguado, se cubrirá la superficie con una delgada capa de mortero rico (volúmenes iguales de cemento y arena fina), inmediatamente se procederá al hormigonado, apisonado con especial esmero por pequeñas proporciones. Si se hubiera iniciado el fraguado de la superficie del hormigón, se empezará por picarlo frotando con cepillos de alambre, se humedecerá en abundancia y se cubrirá con el mortero rico procedente. Se atenderá en todo a lo dispuesto en la instrucción EHE-08.

Podrán ser utilizadas, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas sancionadas como aceptables en la práctica. Cuando no se posea antecedentes de su utilización o determine el Director de Obra, deberán analizarse las aguas, rechazándose las que no cumplan una o varias condiciones dadas en la EHE.

La naturaleza de los áridos y su preparación serán tales que permitan garantizar las características exigidas al hormigón. La utilización de aditivos deberá ser aprobado previamente por la Dirección. Para ello será necesario que las características de los mismos, especialmente su comportamiento al emplearlo en las cantidades previstas, vengan garantizadas por el fabricante, y se realicen ensayos previos en todos y cada uno de los casos.

Los hormigones serán objeto de ensayos de control a nivel reducido según la EHE y cuya frecuencia será fijada por la Dirección Técnica. Si los ensayos de probetas efectuados en laboratorio oficial aconsejan el reajuste de la dosificación, el Contratista está obligado a aceptar tal modificación, alterando los precios del hormigón sólo en lo que a partidas de

cemento y áridos se refiere; que se obtendrían multiplicando los pesos o volúmenes definitivos por los costes que para dichos materiales figuran en los precios descompuestos.

Medición y valoración del hormigón.

Hormigón en masa:

Se abonará por m^3 al precio asignado en el Presupuesto que comprende todos los materiales necesarios para la construcción de la nave, así como de medios auxiliares para su ejecución y puesta en obra, encofrado, maestrado y cuantos elementos y labores se precisen para el acabado del hormigón según las condiciones reseñadas en el presente Pliego.

Sólo se abonará el hormigón realmente colocado para lo cual se medirá la rentabilidad de cada amasado y el volumen así deducido se multiplicará por el número de masa; cada masa se controlará con los medios adecuados para asegurar que su composición es constante.

El hormigón no se enlucirá y si esto fuese preciso por su defectuosa ejecución, el Director de la Obra podrá demoler la parte defectuosa u ordenar su enlucimiento y pintura a costa del Contratista.

Hormigón armado:

Los aceros usados para armar hormigones que necesiten la realización de ensayos se atendrán:

1. UNE 36088 (para barras corrugadas).
2. UNE 7262 (para diagramas tensión-deformación).
3. Anexo 5, cap.I y II de la norma EHE (adherencia en las barras corrugadas).
4. EHE en los artículos dedicados al límite elástico, doblado y desdoblado de aceros y corrosión de las armaduras.

Se abonará por m3 asignado en el Presupuesto, considerándose, incluso en el precio todos los materiales necesarios para la construcción de la nave, armaduras, doblado y cortado de las mismas, montaje, así como los medios auxiliares para su ejecución y puesta en obra, encofrados y cuantos elementos y laboras se precises para el acabado del hormigón según las condiciones reseñadas en el presente Pliego.

Sólo se abonará el hormigón colocado terminándose su cuantía de la misma forma que en el apartado anterior.

Fabricación y puesta en obra del hormigón.

Las condiciones o características de calidad exigidas al hormigón se especifican a continuación. Tales condiciones deberán ser satisfechas por todas las unidades de producto componentes del total, entendiéndose por unidad de producto la cantidad de hormigón fabricado de una sola vez.

Dosificación del hormigón.

La dosificación de los áridos se hará con arreglo a lo dispuesto en la Instrucción EHE, empleando para ello las mezclas de áridos que sea necesario y siguiendo lo ordenado por la Dirección de la Obra.

En el caso de que se emplearan productos de adición, el Contratista está obligado a instalar los dispositivos de dosificación correspondientes. Tanto estos agentes como los aceleradores de fraguado solamente podrán ser empleados con autorización escrita de la Dirección. Su uso no revela al Contratista de la obligación de cumplir los requisitos sobre el curado de hormigón.

Consistencia del hormigón.

Se medirán por medio del Cono de Abrams en la forma prescrita por la EHE y se clasificará en seca, plástica, blanda y fluida. La consistencia del hormigón a emplear en cimentación será plástica blanda (asiento máximo 9 cm en cono de Abrams) para vibrar y se medirá en el momento de su puesta en obra.

Resistencia del hormigón.

Las resistencias que deben tener las diferentes clases de hormigones, en probeta cilíndrica, a los 28 días de su fabricación serán las que se fijen en los planos del Proyecto. Los criterios a seguir en la toma de muestras en cuanto a la determinación del número de probetas a tomar por elemento o módulo serán los que establece la EHE.

Aditivos.

Se prohibirá la utilización de cualquier aditivo (acelerantes o retardadores), pudiéndose emplear únicamente algún tipo de impermeabilizante y siempre con la autorización expresa de la Dirección Técnica.

En la puesta en obra del hormigón, además de las prescripciones de la instrucción EHE se tendrá en cuenta lo siguiente:

Podrá realizarse amasado a pie de obra o de central. En caso de la fabricación a pie de obra, el tiempo de amasado será del orden de 1 minuto y 1/2, y como mínimo un minuto más tantas veces 15 segundos como fracciones de 400 litros en exceso sobre 750 litros tenga la capacidad de la hormigonera. Se prohibirá totalmente mezclar masas frescas de diferentes dosificaciones. Si durante el amasado surgiera un endurecimiento prematuro (falso fraguado) de la masa, no se añadirá agua, debiendo prolongarse el tiempo de amasado. Si el hormigón es de central amasadora, y transportado por medio de camiones hasta el lugar del vertido se deberán cumplir los siguientes condicionantes:

1. El tiempo transcurrido desde el amasado hasta la puesta en obra no deberá ser mayor de 1 hora.
2. Debe evitarse que el hormigón se seque o pierda agua durante el transporte.
3. Si al llegar al tajo de colocación de hormigón acusa principio de fraguado, la masa se desechará en su totalidad.
4. La planta suministradora estará regulada en la fabricación del hormigón por la norma EHE y homologada por la Asociación Nacional de Fabricantes de Hormigón Preparado.
5. El transporte de las hormigoneras al punto de colocación se realizarán de forma que el hormigón no pierda compacidad ni homogeneidad.
6. El vertido del hormigón se efectuará de manera que no se produzcan disgregaciones y a una altura máxima de caída libre de 1 m, evitando desplazamientos verticales de la masa una vez vertida. Preferiblemente el hormigón debe ir dirigido mediante canaletas.
7. El hormigón en masa y moldeado, se extenderá por capas de espesor comprendido entre 15 y 30 cm, vibrando el moldeado hasta hacer que refluya el agua a la superficie e intensificando el vibrado junto a los parámetros y rincones del encofrado.
8. Las soleras se hormigonarán en todo el grueso, avanzando con el hormigón al vibrarlo, pero efectuando los vertidos de forma que el recorrido sobre el encofrado no sea superior a 2 cm.
9. Las vigas de atado (en caso de que sean necesarias) se hormigonarán desde un extremo, en toda su dimensión, vertiendo las diferentes amasadas en los puntos convenientes.

Las juntas de hormigonado son las producidas al interrumpir la labor del hormigonado, en las que se precisa conseguir la adherencia de un hormigón fresco en otro endurecido. La

situación de estas juntas se fijará por la Dirección de Obra, debiendo quedar la superficie del hormigón anterior cubierto con sacos húmedos para protegerlo de los agentes exteriores.

Para conseguir la adherencia del que se vierte posteriormente, se limpiará convenientemente la superficie del hormigón, rascando la lechada superficial hasta que a juicio de la Dirección quede lo suficientemente limpia. Se verterá a continuación una capa de mortero, de 2cm de espesor, de dosificación ligeramente superior a la del hormigón empleado, sobre la superficie humedecida.

El hormigonado se realizará a temperaturas comprendidas entre los 0º C y los 40º C (5º C y 35º C en elementos de gran canto o de superficie muy extensa). Si fuese necesario realizar el hormigonado fuera de estos márgenes se utilizarán las precauciones que dictaminará la Dirección Técnica.

El curado del hormigón se realizará una vez endurecido el elemento lo suficiente para no producir deslavado de su superficie. Se realizará de la siguiente forma:

Durante los tres primeros días se protegerá de los rayos del sol, colocando sobre las superficies arpilleras mojadas. Todas las superficies vistas se mantendrán continuamente húmedas por lo menos durante 8 días después del hormigonado, por riego o inundación.

No se empleará para este riego tubería alguna de hierro que no sea galvanizado, extendiéndose esta prohibición a cualquier clase de tuberías que puedan disolver en el agua sustancias nocivas para el fraguado del hormigón o su buen aspecto. Deberá utilizarse preferentemente, para este trabajo, manguera de goma. La temperatura del agua empleada en el riego no será inferior en más de 20ºC a la del hormigón para evitar la producción de grietas por enfriamiento brusco. Cuando la temperatura registrada sea menor de cuatro grados bajo cero (-4 º C) o superior a cuarenta grados (40 º C), con hormigón fresco se procederá a realizar una investigación para ver que las propiedades del hormigón no han sufrido cambio alguno.

En función de la climatología se ha de tener en cuenta lo siguiente:

1. Actuaciones en tiempo frío: prevenir congelación
2. Actuaciones en tiempo caluroso: prevenir agrietamientos en la masa del hormigón.
3. Actuaciones en tiempo lluvioso: prevenir lavado del hormigón.

Si fuese necesario repasar alguna superficie, los trabajos que se efectúen será por cuenta del Contratista y la hora será abonada como defectuosa, repercutiendo en el precio de encofrado y del hormigón en la cuantía que más adelante se señala.

Cimentaciones.

Las características de los componentes y ejecución de los hormigones serán:

La arena y la grava podrán ser de ríos, arroyos y canteras, no debiendo contener impurezas de carbón, escorias, yeso, etc. Los áridos deben de proceder de rocas inertes sin actividad sobre el cemento. Se admitirá una cantidad de arcilla inferior a la que se indica posteriormente. Las dimensiones de la grava serán 2 a 6 cm, no admitiéndose piedras ni bloques de mayor tamaño. En caso de hormigones armados se indicarán las dimensiones de la grava.

No se podrán utilizar ninguna clase de arena que no haya sido examinada y aprobada por el personal técnico. Se dará preferencia a la arena cuarzosa sobre la de origen calizo, siendo preferibles las arenas de superficie áspera o angulosa.

La determinación de la cantidad de arcilla se realizará de la siguiente forma: cribamos 100 cm^3 de arena con el tamiz de 5mm, los cuales se vierten en una probeta de 300 cm^3 con 150 cm^3 de agua, una vez hecho esto se agita fuertemente tapando la boca con la mano, hecho esto se dejará sedimentar durante una hora. En estas condiciones el volumen de arcilla deberá de ser superior al 8%.

La medida de las materias orgánicas se hará mezclando 100 cm^3 de arena con una solución de sosa al 3% hasta completar los 150 *cm*3; después de 2 horas el líquido debe de quedar sin coloración o presentar como máximo un color amarillo pálido que se compara al de la solución testigo, formada por la mezcla de 97,5% de solución de sosa al 3%, 2,5% de solución de ácido tánico y 2% de alcohol de 10%.

Los ensayos de las arenas se harán sobre mortero de la siguiente dosificación: 1 parte de cemento y 3 partes de arena. Esta probeta de mortero conservada en agua durante 7 días, deberá de resistir a la tracción en la romana de Michaelis un esfuerzo comprendido entre 12 y 14 kg/ cm^2. Toda la arena que sin contener materias orgánicas no resista al esfuerzo de tracción antes indicado será rechazada. El resultado se este ensayo permitirá conocer si debe de aumentarse o disminuirse la dosificación del cemento empleado.

Respecto a la grava o piedra se prohíbe el empleo de cascote y otros elementos blandos o la piedra de estructura foliácea. Se recomienda la utilización de piedra de peso específico elevado.

El cemento utilizado será cualquiera de los cementos Portland de fraguado lento admitidos en el mercado. Previa autorización de la Dirección de Obra podrán utilizarse cementos especiales que se crean convenientes.

El agua utilizada de río o de manantial a condición de que su mineralización no sea excesiva. Se prohíbe el empleo de aguas procedentes de ciénagas o muy ricas en sales carbonosas o selenitosas.

La mezcla de hormigón se efectuará en hormigonera o a mano, siendo preferible el primer método en beneficio de la compacidad ulterior. En el segundo caso se hará sobre chapa de hierro de suficientes dimensiones para evitar que se mezcle con las tierras.

Además:

1. Se comprobará que el terreno de cimentación coincide con el previsto.
2. En el momento de hormigonar se procederá a la operación de limpieza y nivelación, retirando la última capa de tierras sueltas.
3. Se dejarán previstos los pasos de tuberías y mechinales. Se tendrá en cuenta la posición de las arquetas.
4. Se habrá ejecutado la capa de hormigón de limpieza y replanteado.
5. La profundidad mínima del firme tendrá en cuenta la estabilidad del suelo frente a los agentes atmosféricos.
6. Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido no adherente, pintura, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial.
7. Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier carga estática o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados.
8. El curado se realizará manteniendo húmeda la superficie de la cimentación mediante riego directo, que no produzca deslavado o a través de un material que sea capaz de retener la humedad.

Armaduras.

La cuantía y disposición de las armaduras de los diferentes elementos de la cimentación será la que nos dé el cálculo, y que viene reflejada en el anexo de cálculos del proyecto. Las armaduras se doblarán en frío y a velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

Las características geométricas y mecánicas de las armaduras serán las que se citan en los planos y en el anexo de cálculo correspondiente del proyecto.

Protección de las armaduras.

Para la protección de las armaduras de cimentación, tenemos que tener en cuenta:

1. Las armaduras de las zapatas se colocarán sobre el hormigón de limpieza y separándose 10 cm de los laterales del pozo de cimentación.
2. El recubrimiento de las armadura en riostras (en caso de ser estas necesarias) deberá ser de 35 mm, para ello se dispondrá de separadores o calzos de igual o mayor resistencia característica que el hormigón a emplear y a una distancia máxima entre ellos de 1,5 m.
3. Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial así como también estarán exentas de defectos superficiales, grietas ni sopladuras. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del Proyecto, sujetas entre sí al encofrado de manera que puedan experimentar movimientos durante el vertido y compactación del hormigón, y permitan a éste envolverlas sin dejar coqueras.
4. Cuando exista peligro de que se puedan confundir unas barras con otras, se prohíbe el empleo simultáneo de aceros de características mecánicas diferentes, sin embargo se podrán utilizar, en un mismo elemento dos tipos de acero, uno para la armadura principal y otro para los estribos.
5. Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos del Proyecto, cumpliéndose las prescripciones de la EHE.

7.4.-PLIEGO CONDICIONES SEGURIDAD/SALUD PARTICULAR

7.4.1.- Objeto del presente pliego

Se redacta el siguiente pliego para definir las calidades y características técnicas de los materiales a utilizar en la obra en lo dispuesto en el estudio de seguridad e higiene, normativa básica de obligado cumplimiento, obligaciones del empresario, etc.

Para tal fin se estructura el pliego en los siguientes apartados:

1. Condiciones técnicas.
2. Condiciones facultativas.
3. Condiciones económicas.

7.4.2.- Condiciones Técnicas

En aplicación del Estudio de Seguridad e Higiene en el Trabajo, el contratista o constructor principal de la obra quedará obligado a elaborar un Plan de Seguridad e Higiene en el que analice, estudie, desarrolle y complemente en función de su propio sistema de ejecución, las obras y las previsiones contenidas en el citado estudio.

El Plan de Seguridad e Higiene debe ser presentado antes del inicio de la obra a la Dirección Técnica encargada de su aprobación y seguimiento. Una copia de dicho plan a efectos de su conocimiento y seguimiento debe ser entregada al vigilante de seguridad, y en su defecto, a los representantes de los trabajadores del centro de trabajo, quienes podrán presentar por escrito y de forma razonada las sugerencias y alternativas que se estimen oportunas.

Vigilante de seguridad e higiene.

Sus funciones serán las establecidas por la Ordenanza de Seguridad e Higiene en el Trabajo. Es el responsable del cumplimiento del Plan de Seguridad.

Todos los incumplimientos deberán ser anotados en el Libro de Incidencias, dando cuenta a la Dirección Técnica Facultativa y a los inspectores de Seguridad e Higiene en el Trabajo.

Debe ser designado por escrito y presentado a la Dirección Técnica para su aprobación antes del inicio de las obras.

Condiciones de los medios de protección.

Todas las prendas de protección personal o elementos de protección colectiva tendrán fijado un periodo de vida útil, desechándose a su término. Cuando por las circunstancias del trabajo se produzca un deterioro más rápido en una determinada prenda o equipo, se repondrá ésta, independientemente de la duración prevista o de la fecha de entrega.

Toda prenda o equipo de protección que haya sufrido un trato límite, es decir, el máximo para el que fue concebido, será desechado y repuesto al momento. De igual modo se repondrán inmediatamente aquellas prendas que por su uso hayan adquirido más holgura o tolerancias de las admitidas por el fabricante.

Todo elemento de protección personal se ajustará a las Normas de Homologación pertinentes, siempre que existan en el mercado, y si no, se tendrán en cuenta las consideraciones anteriormente aludidas. Todas las prendas homologadas deberán llevar el sello reglamentario.

Los medios de protección personal, simultáneos con los colectivos, serán de empleo obligado, siempre que se precisen para eliminar o reducir los riesgos profesionales. La protección personal, no dispensa en ningún caso de la obligación de emplear los medios preventivos de carácter general, conforme a lo dispuesto por la Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo.

Tareas del contratista.

El contratista deberá presentar antes de su implantación en obra y posteriormente con la periodicidad exigida, los siguientes documentos:

1. Lista de personal, detallando los nombres de los trabajadores que pertenecen a su plantilla y van a desempeñar los trabajos contratados, indicando los números de la afiliación a la Seguridad Social. Dicha lista debe ser soportada para el caso de Sociedades Cooperativas de la fotocopia de la matriz individual del talonario de cotización de la Mutualidad Laboral de Trabajadores Autónomos en la Industria, con la fotocopia de A-22 de alta en la Seguridad Social, o en su defecto fotocopia de inscripción en el libro de Matrícula para el resto de sociedades.
2. Asimismo deberá indicar posteriormente todas las altas y bajas que se produzcan de acuerdo con el procedimiento del epígrafe anterior.
3. Fotocopia de los ejemplares oficiales de los impresos de liquidación TC1 y TC2 del Instituto Nacional de la Seguridad Social, o en caso de Sociedades Cooperativas la matriz de los talones de cotización a la Mutua Laboral de los trabajadores Autónomos de la Industria, debidamente diligenciada como abonos, correspondiente a la últimas mensualidades ingresadas en el periodo voluntario de cobro. Posteriormente dichas mensualidades se presentarán antes del día 10 de cada mes.
4. Seguro de responsabilidad civil de todos los vehículos y maquinaria que trabaje o tenga acceso directo al área de trabajo. No se permitirá el acceso al trabajo de ningún vehículo o maquinaria sin este requisito.
5. El contratista presentará copias de las pólizas de seguros mencionados.

7.4.3.- Condiciones facultativas

Identificación de la obra.

La obra en cuestión es la ejecución de una nave industrial con puente grúa para la fabricación de perfilería metálica en la localidad de Orejo.

Identificación del redactor del Plan de Seguridad y Salud.

El Plan de Seguridad y Salud del proyecto ha sido elaborado en aplicación al estudio de seguridad y salud realizado por la empresa promotora. En caso de no existir un plan de seguridad y salud general para todas las obras a realizar, podrá utilizarse dicho plan, siendo necesario adherir en él todos los estudios de seguridad y salud realizados por cada una de las empresas contratadas para la construcción de la nave industrial.

Normativa legal de aplicación.

La edificación, objeto del Plan de Seguridad y Salud, estará regulada a lo largo de su ejecución por los textos que a continuación se citan, siendo de obligado cumplimiento para las partes implicadas:

1. Ley de prevención de Riesgos Laborales 31/1995 de (de Noviembre (se prestará especial atención a los puntos que se detallan).
2. Real Decreto 1627/97 de 24 de Octubre de 1997. Este Real Decreto tiene por objeto establecer la aplicación concreta de la Ley 31/1995 de Prevención de Riesgos Laborales, al sector de la construcción.

Obligaciones de las partes implicadas.

El autor del encargo adoptará las medidas necesarias para que el Plan de Seguridad y Salud quede incluido como documento integrante del proyecto de ejecución de obra. Dicho Plan de Seguridad y Salud será visado en el Colegio profesional correspondiente.

Asimismo, abonará a la empresa constructora, previa certificación de la dirección facultativa, las partidas incluidas en el documento presupuesto Plan de Seguridad. Si se implantasen elementos de seguridad, no incluidos en el presupuesto, durante la realización de la obra, estos se abonarán igualmente a la empresa constructora, previa autorización del autor del Plan de Seguridad y Salud.

El Plan de Seguridad que analice, estudie y complemente este Plan de Seguridad, contará de los mismos aparatos, así como la adopción expresa de los sistemas de producción previstos por el constructor, respetando fielmente el Pliego de Condiciones.

Dicho Plan será sellado y firmado por persona con suficiente capacidad legal. La aprobación expresa del Plan y el representante de la empresa constructora con facultades legales suficientes o por el propietario con idéntica calificación legal.

La empresa constructora cumplirá las estipulaciones preventivas del Plan de Seguridad y Salud, respondiendo solidariamente de los daños que se deriven de la infracción del mismo por su parte o de los posibles subcontratistas o empleados.

La dirección facultativa considera el Plan de Seguridad y Salud como parte integrante de la ejecución de la obra. A la Dirección Facultativa le corresponde el control y supervisión de la ejecución del Plan de Seguridad y Salud, autorizando previamente cualquier modificación de éste, dejando constancia escrita en el Libro de Incidencias.

Periódicamente, según lo pactado, se realizarán las pertinentes certificaciones del presupuesto de seguridad, poniendo en conocimiento de la propiedad y de los organismos competentes, el incumplimiento, por parte de la empresa constructora, de las medidas de seguridad contenidas en el Plan de Seguridad y Salud.

Los suministradores de medios, dispositivos, máquinas y medios auxiliares, así como los subcontratistas, entregarán al jefe de obra, delegados de prevención y dirección facultativa, las normas para montaje, desmontaje, usos y mantenimiento de los suministros y actividades; todo ello destinado a que los trabajos se ejecuten con la seguridad suficiente y cumpliendo con la normativa vigente.

Los medios de protección personal, estarán homologados por organismo competente en caso de no existir éstos en el mercado, se emplearán los más adecuados bajo criterio del Comité de Seguridad y Salud o Delegación de Prevención, con el visto bueno de la Dirección Facultativa, para la seguridad.

Servicio de prevención (Artículo 30 y 31 Ley 31/95).

1. En cumplimiento del deber de Prevención de riesgos profesionales, el empresario designará uno o varios trabajadores para ocuparse de dicha actividad, constituirá un servicio de prevención o concertará dicho servicio con una entidad especializada ajena a la empresa.
2. Los trabajadores designados deberán tener la capacidad necesaria, disponer del tiempo y de los medios precisos y ser suficientes en número, teniendo en cuenta el tamaño de la empresa, así como los riesgos a que están expuestos los trabajadores y su distribución en la misma, con el alcance que se determine en las disposiciones a que se refiere la letra e) del apartado 1 del artículo 6 de la presente Ley. Los trabajadores a que se refiere el párrafo anterior colaborarán entre sí y, en su caso los servicios de prevención.
3. Para la realización de la actividad de prevención, el empresario deberá facilitar a los trabajadores designados el acceso a la información y documentación a que se refieren los artículos 18 y 23 de la presente Ley.
4. Los trabajadores designados no podrán sufrir ningún perjuicio derivado de sus actividades de protección y prevención de los riesgos profesionales en la empresa. En ejercicio de esta función, dichos trabajadores gozarán, en particular, de las garantías que para los representantes de los trabajadores establecen las letras a), b) y c) del artículo 68 y el apartado 4 del artículo 56 del texto refundido de la Ley del Estatuto de los Trabajadores. Esta garantía alcanzará también a los trabajadores

integrantes del servicio de prevención, cuando la empresa decida constituirlo de acuerdo con lo dispuesto en el artículo siguiente.

Los trabajadores a que se refieren los párrafos anteriores deberán guardar sigilo profesional sobre la información relativa a la empresa a la que tuvieran acceso como consecuencia del desempeño de sus funciones.

5. En las empresas de menos de 6 trabajadores, el empresarios podrá asumir personalmente las funciones señaladas en el apartado 1, siempre que desarrolle de forma habitual su actividad en el centro de trabajo y tenga la capacidad necesaria, en función de los riesgos a que estén expuestos los trabajadores y la peligrosidad de las actividades con el alcance que se determine en las disposiciones a que se refiere la letra e) del apartado 1 de la presente Ley.
6. El empresario que no hubiere concertado el servicio previsto por una entidad especializada ajena a la empresa deberá someter su sistema de prevención al control de una auditoría o evaluación externa, en los términos que reglamentariamente se determinen. Los servicios de prevención deberían estar en condiciones de proporcionar a la empresa el asesoramiento y apoyo que se precise en función de los tipos de riesgos en ella existentes en lo referente a:
    a. El diseño, aplicación y coordinación de los planes y programas de actuación preventiva.
    b. La evaluación de los factores de riesgo que pueden afectar a la seguridad y la salud de los trabajadores en términos previstos en el artículo 16 de esta Ley.
    c. La determinación de las prioridades en la adaptación de las medidas preventivas adecuadas y la vigilancia de su eficacia.
    d. La información de los trabajadores.
    e. La protección de los primeros auxilios y planes de emergencia.
    f. La vigilancia de la salud de los trabajadores en la relación con los riesgos derivados del trabajo.

Parte de accidentes y deficiencias.

Respetándose cualquier modelo normalizado que pudiera ser uso normal en la práctica del contratista; los partes y deficiencias observadas recogerán como mínimo los siguientes datos con una tabulación ordenada.

- Parte de accidente:

1. Identificación de la obra.

2. Día, mes y año en que se ha producido el accidente.
3. Hora de producción del accidente.
4. Nombre del accidentado.
5. Categoría profesional y oficio del accidentado.
6. Domicilio del accidentado.
7. Lugar en que se produjo el accidente.
8. Causas del accidente.
9. Importancia aparente del accidente.
10. Posible especificación sobre fallos humanos.
11. Lugar, persona y forma de producirse la primera cura. (Médico, practicante, socorrista, personal de obra).
12. Lugar de traslado para hospitalización.
13. Testigos del accidente (verificación nominal y versiones).
14. Posibles forma de evitar el accidente.
15. Órdenes inmediatas para ejecutar.

- Parte de deficiencias:

1. Identificación de la obra.
2. Fecha en que se ha producido la observación.
3. Lugar en que se ha hecho la observación.
4. Informe sobre la deficiencia observada.
5. Estudio de mejora de la deficiencia en cuestión.

Los partes de deficiencia se dispondrán debidamente ordenados por fechas desde el origen de la obra hasta su terminación, y se complementarán con las observaciones hechas por el Comité de Seguridad y las normas ejecutivas dadas para subsanar las anomalías observadas.

Los partes de accidente, si los hubiere, se dispondrán de la misma forma que los partes de deficiencias.

Seguro de responsabilidad civil y todo riesgo.

Será preceptivo en la obra, que los técnicos responsables dispongan de cobertura en materia de responsabilidad civil profesional; asimismo el contratista debe disponer de cobertura de responsabilidad civil en el ejercicio de su actividad industrial, cubriendo el riesgo inherente a su actividad como constructor por los daños a terceras personas de los que puede resultar

responsabilidad civil extracontractual a su cargo, por hechos nacidos de culpa o negligencia, imputables al mismo a las personas de las que debe responder, se entiende que esta responsabilidad civil debe quedar ampliada al campo de la responsabilidad civil patronal.

El contratista viene obligado a la contratación de un Seguro en la modalidad de todo riesgo a la construcción durante el plazo de ejecución de la obra con ampliación a un período de mantenimiento de un año, contando a partir de la fecha de terminación definitiva de la obra.

Formación e información de los trabajadores.

Todos los trabajadores tendrán conocimientos de los riesgos que conlleva su trabajo, así como de las conductas a observar y del uso de las protecciones colectivas y personales, con independencias de la formación que reciban, esta información se dará por escrito.

Se establecerán las actas de autorización del uso de las máquinas, equipos y medios; de recepción de protecciones personales; de instrucción y manejo; de mantenimiento.

Se establecerán por escrito las normas a seguir cuando se detecte una situación de riesgo, por accidente o incidente. De cualquier incidente o accidente relacionado con la seguridad y salud, se dará conocimiento fehaciente a la dirección facultativa en un plazo proporcional a la gravedad de los hechos. En el caso de accidente grave o mortal, dentro del plazo de las 24 horas siguientes.

La Dirección Facultativa por ser la redactora del Estudio de Seguridad debe dar el visto bueno al Plan de Seguridad, pudiendo rechazarlo si no lo considera ajustado a dicho Estudio, o a la legalidad vigente.

Dicha Dirección Facultativa no autorizará el inicio de la obras en tanto no esté aprobado el Plan de Seguridad y designado el Vigilante de Seguridad.

7.4.4.- Condiciones económicas

Las mediciones, calidades y valoración recogidas en el presente Estudio de Seguridad e Higiene podrán ser modificadas o sustituidas por alternativas propuestas por el contratista adjudicatario en el Plan de Seguridad, siempre que ello no suponga variación del importe total.

El abono de las distintas partidas del presupuesto de Seguridad e Higiene se realizará mediante certificaciones complementarias y conjuntamente a las certificaciones de obra, de acuerdo con las cláusulas del contrato de obra, siendo responsable la Dirección Facultativa de las liquidaciones hasta su saldo final.

7.5.- TRANSPORTE Y MONTAJE PIEZAS PREFABRICADAS

7.5.1.- Orden de carga y transporte de piezas a obra

Para poder realizar la obra siguiendo un sentido lógico durante el montaje se necesita hacer una orden de carga de los diferentes transportes que tienen que llegar a la obra. Así entonces, con los planos de la obra y la especificación de los pesos de los elementos estructurales, se va especificando el orden de llegada de los transportes, así como la carga que tiene que llevar cada uno.

Esta orden de carga es de vital importancia, tanto para el montaje como para la fabricación, ya que el material se va fabricando según el orden indicado, optimizando al máximo el tiempo de construcción de la nave industrial.

Para poder realizar correctamente la orden de carga para el montaje de una estructura, además de tener que respectar la carga máxima permitida para cada vehículo, se tiene que tener en cuenta diversos factores de la parcela, los cuales nos indicaran por donde “atacar” la construcción y el mejor de los procedimientos a seguir, evitando costes innecesarios debido al cambio de grúa. Los factores a tener en cuenta son:

1. Las vías de acceso de los transportes y grúas en la obra, indicándonos por dónde empezar la obra para no quedar “encerrados”.
2. Separación de la construcción respecto a los límites del solar. Una separación mayor de 8 m nos permite realizar un montaje exterior de la estructura, ya que es el espacio mínimo requerido para poder trabajar con la grúa elegida.
3. Distancia entre la cara interior de los pilares opuestos, indicándonos la posibilidad de realizar el montaje interior, el cual se intentará evitar siempre que sea posible debido a las dificultades para la maniobrabilidad de la grúa.

Nuestra parcela en cuestión, como se puede observar en los planos de ocupación de la parcela, (únicamente dispone de una vía de acceso, la calle Bo. La Estación, situada a la cara nor-oreste. Finalmente cabe destacar que la separación entre las cara interior de los pilares opuestos es de 25 m, distancia más que suficiente para poder realizar, en caso de necesidad, montaje desde el interior de la nave.

Teniendo en cuenta las indicaciones realizadas en el párrafo anterior procedemos a definir el orden de montaje de la obra:

1. Se montarán desde el interior de la nave todos los pilares de la nave industrial a excepción de los pilares interiores para la zona de oficinas y los pilares centrales de las fachadas, ya que de esta forma dispondremos de buen acceso para camiones y grúas a la zona interior de la nave.

2. Se montarán desde el interior todas las jácenas de cubierta, a excepción de aquellas que no se puedan colocar porque no se ha colocado todavía algún pilar.
3. Se montarán desde el interior los paneles exteriores de las fchadas norte y oeste juntamente con todas las canales y correas restantes, a excepción de las del vano 1-2 (referencia según ejes planos).
4. Desde el interior de la nave, situando la grúa en la cara sur, se montará: Primero: Los pilares restantes. Segundo: El altillo y falso techo, con sus jácenas y placas de forjado. Tercero: Las riostras de la cara sur. Cuarto:Piezas restantes de cubierta, es decir, del vano 1-2 (correas, canales, y cortafuegos).
5. Finalmente se precederá al montaje de la fachada sur y este desde el exterior de cada una de sus caras, ya que se dispone de distancia suficiente para situar la grúa, y a la colocación de los paneles sándwich de cubierta.

Una vez determinado el orden del montaje estamos en disposición de realizar la orden de carga de los vehículos que transportaran el material a la obra.

Los vehículos que intervienen en el transporte de las piezas prefabricadas a la obra son:

- Extensible: Transporte con capacidad de carga limitada a 25000 kg, utilizado para piezas de hasta 21,5 m. Para piezas con una longitud mayor a 17,5 m es necesario acompañarlo de un coche piloto, según la normativa vigente.
- Trailer: Transporte con capacidad de carga limitada a 25000 kg, utilizado para piezas con longitud menor a 13.9 m.

Las piezas prefabricadas se sitúan en los transportes evitando al máximo el contacto directo entre ellas para evitar posibles golpes durante el trayecto.

7.5.2.- Tareas previas al inicio del montaje

Antes de proceder al montaje de los elementos estructurales se tienen que realizar una serie de comprobaciones para evitar retrasos inesperados en la ejecución de la obra, facilitando así el proceso de montaje y reduciendo sus costes. Las comprobaciones a tener en cuenta son las siguientes:

1. Maniobrabilidad de la maquinaria dentro de la obra y estado del terreno.

El recinto o espacio necesario para montar la obra tiene que estar limpio de runas, acopios, maquinaria o herramientas ajenas al montaje de los elementos estructurales. También tendrá que estar lo suficientemente alejado de las líneas de baja y alta tensión para evitar posibles riesgos con la electricidad, siendo necesario la descarga de la línea o su retirada en caso contrario.

El terreno, por su parte, tiene que estar nivelado y compactado para poder soportar el movimiento de los transportes de materiales y maquinaria propia del montaje, como pueden ser las grúas y plataformas elevadoras.

2. Replanteo de la cimentación.

Unos pocos días antes del inicio del montaje se tienen que comprobar y replantear los cimientos que están preparados para la colocación de los pilares.

Los cimientos de la nave tienen que estar realizados correctamente según las especificaciones del proyecto o de la persona encargada de la supervisión de la obra, respectando los interejes y los niveles de apoyo de los pilares.

Las paredes laterales de los pozos tendrán que estar limpias de basura, agua… para la correcta unión del hormigón de anclaje del pilar metálico. Además, el nivel de apoyo del pilar tiene que estar completamente plano para evitar que el pilar se pueda desplomar y así poder transmitir correctamente los esfuerzos al cimiento.

En caso de existir otros niveles de importancia para el montaje, como pueden ser muros de diferentes niveles para el apoyo de paredes u otros elementos prefabricados, como las escaleras, también se tendrá que realizar las comprobaciones oportunas.

Una vez comprobados todos los niveles y marcados todos los ejes de los pilares, se comprobará que el recubrimiento del pilar sea el correcto para poder cumplir las condiciones mínimas de empotramiento.

Para el montaje de nuestra nave industrial supondremos que durante la realización de la cimentación no ha surgido ningún inconveniente y que todos los pozos se han realizado exactamente siguiendo las indicaciones realizadas en este punto y en el plano correspondiente.

Hay que remarcar que para la realización de los trabajos de montaje de la estructura será necesaria la fuerza eléctrica para la conexión de algunos aparatos eléctricos como pueden ser radiales, taladros, etc. Esta fuerza eléctrica se puede obtener mediante un grupo electrógeno o parecido, aparato que tendrá que ser facilitado por la Propiedad o la Dirección facultativa.

7.5.3.- Descarga/acopio piezas en obra

Para los trabajos de acopio y/o montaje de las piezas prefabricadas se utilizará una grúa con tonelaje en función del peso del material y de la distancia o radio a la cual tiene que ser desplazado (en dirección vertical y horizontal), incrementando su coste según los requisitos.

Todos los elementos prefabricados de la nave a realizar, a excepción de los pilares, se montarán siempre que sea posible directamente desde el transporte, no siendo necesario el acopio del material en la parcela y optimizando al máximo el tiempo de construcción. Esto es debido a que los elementos prefabricados están separados en el vehículo los unos con los otros y a que disponen en la parte superior de los anclajes necesarios para que la grúa los levante. Por su parte, los pilares, al ir estos situados horizontalmente en el transporte, es necesario que la grúa lo gire para situarlo en posición vertical, acción que se tiene que realizar una vez descargado el pilar del transporte al no disponer éste de ganchos superiores. Éstos últimos se depositarán desde los transportes a lugares próximos a su ubicación definitiva.

Para reducir el incremento de coste por grúa, debido a que el peso propio del material no es modificable, tenemos que intentar reducir al máximo la distancia que tiene que ser desplazado el material, por lo que siempre que el terreno y la parcela nos lo permita, situaremos los transportes y grúas lo más próximo posible a la construcción.

Observando los pasos de montaje definidos, la altura de la nave industrial y el peso de cada uno de los elementos prefabricados obtenidos de las fichas de fabricación del proyecto, definimos los siguientes requisitos para la elección de la grúa:

1. Al poderse situar la grúa muy próxima a la construcción en cualquiera de los pasos de montaje descritos, ya que no existe ningún condicionante que nos exija cumplir una distancia mínima de desplazamiento horizontal de las piezas. Sin embargo consideraremos una distancia de unos 15 m, ya que dicha distancia nos permite el montaje de los pilares de ambos laterales de la nave y de varios dinteles sin tener que realizar cambios en la colocación de la grúa, reduciendo así el tiempo de montaje de la nave y reduciendo el coste.
2. La distancia vertical máxima de desplazamiento de cualquier elemento será de unos 15 m, teniendo en cuenta los 7,5 m de altura de los pilares más el valor de casi 13 m de longitud de los dinteles. Dejamos una distancia extra por el canto de los perfiles y los ganchos y demás elementos de la grúa.
3. El peso aproximado de los elementos estructurales a levantar será de 1,5 toneladas aproximadamente para los dinteles y de casi 1 tonelada para los pilares. El peso de los demás elementos constructivos es considerablemente menor.

7.5.4.- Montaje de pilares

Herramientas necesarias.

El montaje de los pilares IPE es el primer paso en la construcción de una estructura metálica convencional. De la correcta colocación y ejecución de los pilares depende la buena marcha

posterior de la resta de nuestro montaje. Todos los posibles desajustes se traducirán en problemas en los paneles exteriores, canales, estructura de cubierta, etc.

Para que todo el conjunto tenga el terminado de la calidad deseada, se tiene que tener especial cura en el replanteo inicial de la nave, comprobación de los niveles y colocación y aplomado de los pilares.

Las herramientas necesarias para la colocación de los pilares son las siguientes:

1. Planos de la obra con las referencias de las piezas, posición de las mismas y especificaciones técnicas del montaje.
2. Martillo para picar cuñas y demás elementos.
3. Metro y cinta métrica para realizar las comprobaciones pertinentes.
4. Lápiz o rotulador para realizar marcas en los elementos que sea necesario realizarlas.
5. Plomada o herramienta similar para comprobar que el pilar se encuentre completamente vertical.
6. Bulones y espadas para descargar los pilares de los transportes al suelo.
7. Bulón de montaje para elevar el pilar, desplazarlo y controlarlo a su lugar.
8. Separador de las sirgas de la grúa.
9. Cuerda para recuperar el bulón de montaje una vez montado el pilar.
10. Parpalina para desplazar, mover y aplomar el pilar.

Descarga de los pilares

Al llegar el transporte con los pilares prefabricados a la obra, el procedimiento a realizar para la descarga de pilares es el siguiente:

1. Primero se verificará que los pilares pedidos en la orden de carga se correspondan a los transportados en el vehículo.
2. Se situará el transporte en una zona próxima al sitio donde se tienen que colocar los pilares, reduciendo así el desplazamiento de las piezas a mover con la grúa.
3. Se colocará la grúa en el lugar desde el cual se pueda montar el máximo número de pilares, reduciendo así el tiempo de montaje y repercutiendo positivamente en el precio.
4. Finalmente, se descargarán los pilares del camión con la grúa adecuada.

Para descargar los pilares se utilizarán los bulones y las espadas de la imagen, ya que los pilares vienen apilados horizontalmente en el transporte y se dejan acopiados también horizontalmente en el suelo.

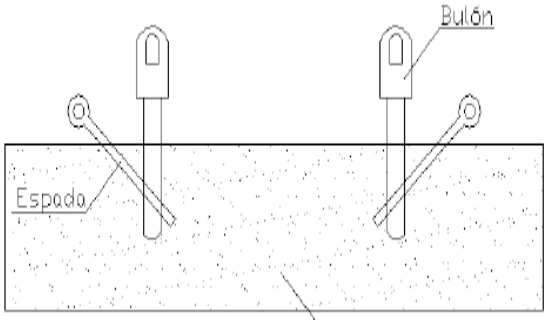


Figura 70. Descarga de pilares.

Se dejará cada pilar lo más próximo posible a su cimiento correspondiente, y en el caso de dejar dos o más pilares juntos, por necesidad de espacio en la obra, se vigilará de no dificultar o tapar las placas de montaje.

El encargado del equipo de montaje tiene que seguir los ejes marcados durante el replanteo de la estructura, basándose en ellos para marcar con rotulador las caras de los pilares en los laterales del cimiento, y así poder encajar posteriormente el pilar en el lugar exacto. Una vez realizadas estas marcas se lanzará un hilo siguiendo las líneas de cara para tenerlo de referencia durante el montaje de los pilares.

Inicio del montaje de los pilares.

Los pasos a seguir para el correcto montaje de los pilares son siempre los mismos, variando únicamente las técnicas a utilizar en función del pilar (longitud y peso) y del tipo de cimiento (pozos, anclajes o soldadura).

Teniendo en cuenta que en nuestra nave industrial los pilares van soldados a las placas de anclaje, que van a su vez ancladas a la cimentación mediantes pernos de anclaje, a continuación indicaremos las técnicas utilizadas en los distintos pasos del montaje de los pilares:

a) Elevación del pilar:

Una vez descargados los pilares se procede a elevarlos. Este proceso se tiene que realizar mediante el bulón de montaje, el diámetro del cual viene en función de la longitud y del peso del pilar.

A la grúa se colocará un separador para evitar la fricción de las mismas con el cabezal del pilar, evitando de esta forma el riesgo de un posible corte o desperfecto en el cabezal del pilar.

b) Revisión del pilar y colocación.

Antes de colocar el pilar sobre la placa se tiene que realizar una comprobación del pilar para situarlo en correcta orientación y posición (encajes cabezal, cartelas, accesorios…).

Realizada la comprobación ya se puede colocar el pilar. El pilar tiene que quedar perfectamente encajado entre las marcas que ha realizado anteriormente el encargado del equipo de montaje, por lo que se utilizará una parpalina para desplazar suavemente el pilar en el sobre la placa y realizar la unión de manera correcta.

c) Aplomado del pilar.

Teniendo el pilar correctamente colocado sobre la placa y colgado aún de la grúa se procede a aplomar el pilar utilizando una plomada o herramienta similar, la cual se sitúa a la altura de una persona (entre 1.60 m y 2.10 m de la cota de trabajo). La velocidad de aplomado del pilar dependerá, en gran parte, del buen estado y nivelación del cimiento.

Existen distintas técnicas para aplomar un pilar: con la grúa, con falcas, con plomada doble o simple…, siendo el encargado del montaje el encargado de elegir la técnica que encuentre más conveniente en cada caso.

7.5.5.- Montaje de los elementos estructurales de la cubierta (dinteles, correas…)

Elementos estructurales de cubierta y herramientas necesarias.

El siguiente paso a seguir, después del montaje de los pilares de una nave, es el montaje de las piezas estructurales que conforman la estructura de cubierta. Estos elementos estructurales se pueden clasificar en dos grandes grupos: los principales y los secundarios

Los elementos principales de la estructura de cubierta son piezas de doble pendiente con diferentes geometrías y características en función de las luces que tienen que cubrir y de las pendientes necesarias para respectar el proyecto inicial de la nave. Por su parte, los elementos secundarios son todas aquellas piezas que terminan de formar la estructura de una cubierta.

En la nave a realizar el elemento principal de cubierta necesario para cubrir una luz próxima a 25 m y con una pendiente del 10% son diferente sdinteles, principalmente IPE 450, los cuales tienen una longitud de 12,7 m y un canto de 0,45 m.

Los elementos secundarios que terminan de formar la estructura de la cubierta de nuestra nave industrial son los siguientes:

- Riostras: Riostras o arriostramientos. Para nuestro caso tenemos 3 diferentes; de fachada lateral, de cubierta y de fachada frontal. Son elementos que trabajan a tracción y de longitudes de 6 a 15 m. Los perfiles que las conforman son perfiles ROND y TCAR.
- Correas: Son viguetas de diferente canto sobre las que se coloca la estructura de cubierta y de fachada.

Canales: Son elementos que se sitúan en la parte inferior de la pendiente de la cubierta y que se utilizan para trasladar el agua hasta los canalones.

Inicio del montaje de la cubierta.

El primer paso a realizar una vez llegan las piezas de cubierta a la obra, al igual que para la descarga de los pilares, es el de verificar que los elementos pedidos en la orden de carga se correspondan a los transportados por el vehículo.

Realizada dicha tarea se inicia el montaje con la colocación de la grúa en el lugar más óptimo para poner la máxima cantidad de piezas sin variar su emplazamiento.

La principal característica del montaje de las piezas de hasta 13 m es que se pueden montar con una única grúa. Se tiene que tener en cuenta, por lo tanto, que el vehículo que transporta las piezas tiene que estar situado en un lugar en el cual la grúa, sin necesidad de variar su emplazamiento, pueda acceder a él y a la posición final donde tienen que ser colocados los elementos de cubierta.

Pasos en el montaje de las correas.

Los pasos a seguir para el correcto montaje de las correas son los siguientes:

a) Elevación de las correas.

Tenemos que tener en cuenta que entre dinteles debemos colocar las correas que nos permitirán posteriormente anclar los paneles de cubierta. Las correas que se colocan son

viguetas y para su elevación se utilizará una grúa, la cual, mediante cadenas homologadas, las colocará encima de los dinteles de cubierta.

El proceso consiste en que uno de los tres operarios del equipo de montaje ata con las cadenas un “paquete” de vigas, enganchando en una de las cadenas una cuerda para dirigirlo. Atadas las vigas y la cuerda a las cadenas ya se puede empezar a elevar el “paquete” de vigas para llevarlo encima de los dinteles.

b) Repartimiento de las correas.

Las correas, que llegan en “paquetes” encima de los dinteles de cubierta, se tienen que repartir y colocar en la posición que se especifica en los planos del proyecto.

La labor de repartir las vigas se realiza mediante unas pinzas especiales, diferentes para cada canto de viga y sujetadas en las mismas cadenas con las que se ha elevado el “paquete”. El proceso consiste en repartir una a una todas las vigas, trabajo que realizan dos operarios situados encima de los dinteles y sujetados a la línea de vida con los arnesesde seguridad.

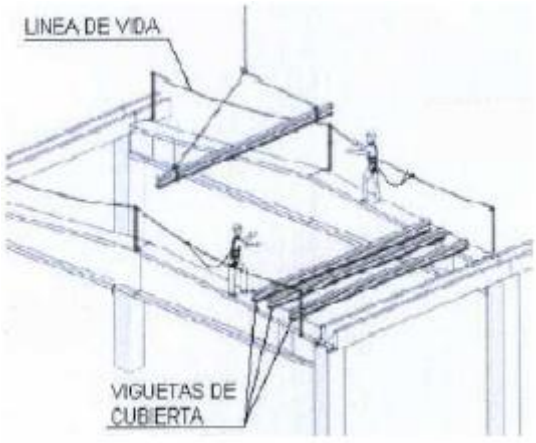


Figura 71. Colocación de correas.

c) Entrevigado.

Una vez repartidas todas las correas el siguiente paso a realizar es el de entrevigarlas, o dicho de otro manera, fijarlas en el dintel de cubierta. Esta operación se realiza manualmente con unos accesorios especiales y distintos para cada tipo de viga llamados “juegos de entrevigar”, los cuales aseguran la estabilidad del conjunto.

7.5.6.- Montaje de las piezas de forjado.

Una vez realizada la verificación de los elementos estructurales transportados por los vehículos y situada la grúa en un lugar adecuado para no tener que variar su emplazamiento en el montaje, se procede al montaje de la estructura del forjado.

El primer paso a realizar es el montaje de las planchas metálicas del forjado, las planchas metálicas van fijadas a las viguetas mediante tornillos. Dichos tornillos nos permiten una correcta unión entre la plancha metálica y las viguetas.

Una vez introducidas las barras de acero del armado del forjado se tiene que llenar el conjunto con hormigón sin retracción evitando así cualquier posible movimiento de las planchas metálicas. Dicha operación será realizada por los mismos trabajadores de la empresa constructora.

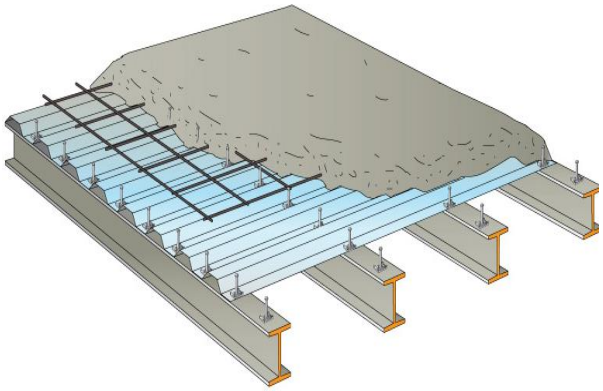


Figura 72. Forjado entreplanta.

7.5.7.- Montaje del cerramiento exterior

Piezas de fachada y herramientas necesarias.

El siguiente paso a seguir, después del montaje de la estructura de cubierta y del forjado de una nave, es el montaje de los elementos que conforman el cerramiento de la misma. Estas piezas son de diferentes geometrías y características en función del tipo de acabado y de la calidad del mismo que se desea.

Las piezas de cerramiento que podemos encontrar en la nave a realizar son:

1. Pared vertical de 20 cm (de anchura): Pared de 2,5 m de altura, de ladrillo de color gris y que cubre la totalidad de la nave, a excepción de las puertas de la nave.
2. El resto de la nave será cubierta con chapa metálica de color gris.
3. Premarcos metálicos para las puertas.

Inicio del montaje del cerramiento.

El primer paso a realizar una vez llegan las piezas de fachada a la obra, al igual que para todos los elementos prefabricados, es el de verificar que los elementos pedidos en la orden de carga se correspondan a los transportados por el vehículo.

Los apoyos de las paredes y de los premarcos metálicos tienen que estar realizados correctamente según las especificaciones del proyecto o de la persona encargada de la supervisión de la obra, por lo que antes de proceder al montaje se tendrá que comprobar su correcta nivelación, siempre que dicha tarea no se haya realizado anteriormente en el replanteo de la cimentación.

Pasos en el montaje de las paredes exteriores.

Los pasos a seguir para el correcto montaje de las paredes son en todos los casos los mismos, variando únicamente las técnicas a seguir en función del tipo de pared (longitud y peso) y de su colocación (vertical).

Teniendo en cuenta que en nuestra nave industrial existen paneles solo verticales, a continuación indicaremos las técnicas utilizadas en los distintos pasos de montaje de las paredes exteriores.

Montaje de paredes verticales.

a) Elevación.

Al estar situadas las paredes verticales horizontalmente en el transporte, para poder elevarlas se necesitará de una grúa de doble cabestrante o en su defecto dos grúas, una de las cuales hará la retención de la pared al girarla en posición vertical.

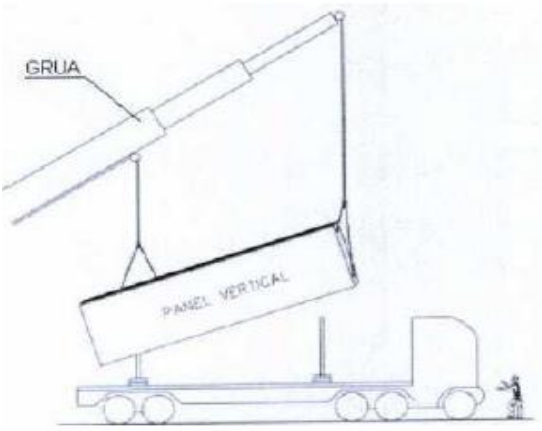


Figura 73. Elevación paneles.

El transporte se ubica perpendicularmente al eje de la grúa para facilitar de esta forma la maniobra que tiene que realizar.

b) Revisión de la pared.

Antes de colocar la pared en su sitio correspondiente, se tendrá que realizar una comprobación de la misma para colocarla en la posición correcta, teniendo en cuenta los encajes para bajantes, accesorios, aperturas, etc.

c) Colocación y aplomado.

Realizada la comprobación, ya se puede colocar la pared en su lugar. Un operario se situará con la plataforma o atado a la línea de vida de los dinteles de cubierta en la parte superior de donde tiene que ir situado el panel, mientras que un segundo operario permanecerá en el suelo, en la base del apoyo.

Utilizando una parpalina para mover la pared, ésta se situará en su posición correcta, siendo el operario que se encuentra en la parte inferior de la pieza el encargado de colocar las chapas metálicas necesarias para absorber las diferencias en el nivel de apoyo y así asegurar un correcto comportamiento de la pared al disponer de un apoyo completamente plano.

Es muy importante comprobar la plomada de cada uno de los paneles para conseguir una correcta alineación de las fachadas exteriores. Para dicha tarea se utilizará una plomada o un taquímetro, dependiendo de la altura de la pared, y se realizará siempre cuando aún se encuentra colgada de la grúa.

Hay que tener en cuenta que será necesario realizar el montaje de los premarcos metálicos antes de poder colocar los paneles que apoyan encima de su dintel.

d) Fijación de la pared.

Una vez la pared está colocada correctamente y aplomada se procede a la fijación de la misma al elemento correspondiente mediante el accesorio indicado para tal efecto, el cual es introducido en una guía de aluminio situada en la pared, y anclado mediante un tornillo a la pieza resistente.

Montaje de los premarcos metálicos.

Los premarcos metálicos utilizados en la construcción de la nave industrial están formados por dos fundas montantes de chapa doblada, las cuales van directamente encajadas a los paneles colindantes y fijados a la cimentación, y por un dintel conformado por un perfil metálico cubierto por una chapa metálica, la función del cual es el de resistir el peso de los paneles que apoyan sobre él.

El primer paso en el montaje de los premarcos metálicos es el colocar las dos fundas montantes de chapa doblada, levantando posteriormente el dintel del premarco con la grúa para anclarlo mediante tuercas a las fundas correctamente fijadas a los paneles colindantes y a la riostra de cimentación.

7.5.8.- Finalización del montaje

En el penúltimo día de montaje el encargado del equipo realizará un repaso general de la obra, teniendo especial cuidado en la correcta finalización de la estructura así como de los pequeños desperfectos ocasionados a los elementos durante el montaje. Dicho repaso es muy importante para tener previstas las actuaciones puntuales a realizar el último día del montaje, evitando un posible alargamiento del mismo.

Es conveniente también realizar un repaso de la posición de las correas de cubierta, sobretodo de las que tienen que soportar una canal de chapa, así como de la terminación de las mismas en los tramos frontales, ya que se evitaran dificultades en el montaje de las láminas de cubierta.

Reparaciones de la estructura.

Los diferentes golpes, manchas, etc. existentes en las piezas y derivadas por el propio montaje pero que son de mínima importancia estructural, son anotadas por el encargado del equipo para poder realizar una valoración de las reparaciones que se tienen que realizar en la estructura.

Mediante estas anotaciones y realizado el estudio para realizar dichas reparaciones, se procede a activar la tasca de los reparadores, formado por un grupo de profesionales en el campo que actuarán según sea conveniente en cada caso y que correrán a cargo de la empresa constructora.

Sellado.

El sellado de las juntas exteriores se realiza en todas las uniones de los paneles una vez se ha terminado tanto el montaje como las reparaciones de los elementos prefabricados, y se utiliza una masilla de poliuretano monocomponente para juntas o similar que cura con la humedad ambiental.

Su función es la de aislar el interior de la nave del exterior, evitando posibles filtraciones de agua y ofreciendo un mejor grado de confort térmico/acústico en la nave.

Realización del pavimento industrial.

Una vez ya construida la estructura prefabricada y a la realización del pavimento industrial siguiendo las indicaciones realizadas en el conjunto de pliegos indicados en los apartados anteriores, en lo que al hormigón y la seguridad se refiere.

8

MEDICIONES Y PRESUPUESTOS

ÍNDICE DE MEDICIONES Y PRESUPUESTOS

8.1.- RESUMEN DE PRESUPUESTO 871
8.2.- PRESUPUESTO Y MEDICIONES 872
8.3.- PRECIOS DESCOMPUESTOS 893

RESUMEN DE PRESUPUESTO

Nave con puente grúa

CAPITULO	RESUMEN	EUROS	%

8.- MEDICIONES Y PRESUPUESTOS

8.1.- RESUMEN DE PRESUPUESTO

1	MOVIMIENTO DE TIERRAS	274.169,44	16,49
2	SANEAMIENTO	12.693,45	0,76
3	CIMENTACION Y ESTRUCTURA	590.233,49	35,50
4	CUBIERTA	138.147,63	8,31
5	CERRAMIENTOS Y REVESTIMIENTOS	209.565,11	12,60
6	CARPINTERIA Y CERRAJERIA	27.943,78	1,68
7	INSTALACIONES	53.823,93	3,24
8	URBANIZACION	258.102,22	15,52
9	CONTROL DE CALIDAD	2.408,00	0,14
10	GESTION DE RESIDUOS	49.976,93	3,01
11	SEGURIDAD Y SALUD	45.757,58	2,75
	TOTAL EJECUCIÓN MATERIAL	**1.662.821,56**	
	13,00 % Gastos generales	216.166,80	
	6,00 % Beneficio industrial	99.769,29	
	SUMA DE G.G. y B.I.	315.936,09	
	21,00 % I.V.A.	415.539,11	
	TOTAL PRESUPUESTO CONTRATA	**2.394.296,76**	
	TOTAL PRESUPUESTO GENERAL	**2.394.296,76**	

Asciende el presupuesto general a la expresada cantidad de DOS MILLONES TRESCIENTOS NOVENTA Y CUATRO MIL DOSCIENTOS NOVENTA Y

SEIS EUROS con SETENTA Y SEIS CÉNTIMOS

, a agosto de 2022.

LA PROPIEDAD LA DIRECCION FACULTATIVA

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE

8.2.- PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CAPÍTULO 01 MOVIMIENTO DE TIERRAS

D02AA501 **m² DESBROCE Y LIMPIEZA TERRENO A MÁQUINA**

m². Desbroce y limpieza de terreno por medios mecánicos, sin carga ni transporte y con p.p. de costes indirectos.

Parcela	1	10.840,00			10.840,00			
						10.840,00	0,62	6.720,80

D02AA600 **m² RETIRADA CAPA VEGETAL A MÁQUINA**

m². Retirada de capa vegetal de 20 cm de espesor, con medios mecánicos, sin carga ni transporte y con p.p. de costes indirectos.

Parcela	1	10.840,00			10.840,00			
						10.840,00	1,95	21.138,00

D02EP061 **m³ EXCAV. RETRO TERRENO FLOJO**

m³. Excavación a cielo abierto, en terreno de consistencia floja, con retroexcavadora, con extracción de tierra a los bordes, en vaciado, i/p.p. de formación de terraplén en perímetro de parcela y costes indirectos.

Excavación terreno	1	5.807,00		1,50	8.710,50			
						8.710,50	9,20	80.136,60

D02KF010 **m³ EXC. MINI-RETRO POZOS TERRENO FLOJO**

m³. Excavación, con mini-retroexcavadora, de terrenos de consistencia floja, en apertura de pozos, con extracción de tierras a los bordes, i/p.p. de costes indirectos.

Zapatas								
Tipo 1	26	4,00	3,00	0,90	280,80			
Tipo 2	2	4,40	3,00	1,00	26,40			
Tipo 3	2	3,00	1,50	0,70	6,30			
Tipo 4	2	3,00	1,80	0,70	7,56			
Tipo 5	6	3,10	2,00	0,70	26,04			
Tipo 6	6	1,00	1,00	0,60	3,60			
						350,70	18,55	6.505,49

D02TK051 **m² COMPACTADO TIERRA SIN APORTE**

m². Compactación de tierras propias, con apisonadora vibrante de 6 t, en una tongada de hasta 30 cm de espesor máximo, i/regado de las mismas y p.p. de costes indirectos.

Nave	1	91,15	26,25		2.392,69			
						2.392,69	3,41	8.159,07

D02RW005 **m² REFINADO MANUAL VACIADOS Y POZOS**

m². Refinado, por medios manuales, de paredes y fondos de vaciados y pozos excavados por máquinas, i/extracción de tierras a los bordes y p.p. de costes indirectos.

Excavación terreno	1	5.807,00			5.807,00			
Zapatas								
Tipo 1	26	4,00	3,00		312,00			
Tipo 2	2	4,40	3,00		26,40			
Tipo 3	2	3,00	1,50		9,00			
Tipo 4	2	3,00	1,80		10,80			
Tipo 5	6	3,10	2,00		37,20			
Tipo 6	6	1,00	1,00		6,00			
						6.208,40	4,56	28.310,30

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D02VA201	**m³ CARGA TIERRAS A MÁQUINA**								
	m³. Carga de tierras procedentes de la excavación, sobre camión volquete de 10 t, mediante pala cargadora de 1,3 m³, i/p.p. de costes indirectos.								
	Igual medición:								
	01.01	1	10.840,00		0,10	1.084,00			
	01.02	1	10.840,00		0,20	2.168,00			
	01.03	1	8.710,50			8.710,50			
	01.04	1	350,70			350,70			
	A deducir								
	Terraplen	-1	444,30			-444,30			
							11.868,90	1,87	22.194,84
D02VK401	**m³ TRANSPORTE TIERRAS CARGA MECÁNICA**								
	m³. Transporte de tierras procedentes de excavación a vertedero, en camión volquete de 10 t, i/carga por medios mecánicos y p.p. de costes indirectos.								
	Igual medición								
	01.07	1	11.868,90			11.868,90			
							11.868,90	8,51	101.004,34
	TOTAL CAPÍTULO 01 MOVIMIENTO DE TIERRAS.....								**274.169,44**

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Nave con puente grua

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 02 SANEAMIENTO								
02.01	**ud RED SE SANEAMIENTO**								
	ud. Red de Saneamiento de nave industrial para evacuación de aguas pluviales y residuales; se incluye en esta partida red de tuberías, arquetas, pozos, sumideros, trazado, ejecición de zanjas y posterior tapado, incluso pequeño material y medios auxiliares necesarios para su ejecución.								
		1				1,00			
							1,00	10.656,47	10.656,47
D03DI003	**ud ACOMETIDA RED GRAL. SANE. TERRENO FLOJO**								
	ud. Acometida domiciliaria de saneamiento a la red general, a una profundidad media 1,20 m, en terreno flojo, con rotura de pavimento por medio de compresor, excavación mecánica, tubería de PVC color teja SN-4 de 250 mm de diámetro, relleno y apisonado de zanja con tierra procedente de la excavación, i/limpieza y transporte de tierras sobrantes a pie de carga, según CTE/DB-HS 5.								
	Pluviales	1				1,00			
	Residuales	1				1,00			
							2,00	1.018,49	2.036,98
	TOTAL CAPÍTULO 02 SANEAMIENTO								**12.693,45**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 03 CIMENTACION Y ESTRUCTURA								
D04EF010	**m³ HORMIGÓN LIMP. HL-150/P/20 VERTIDO MANUAL**								
	m³. Hormigón en masa HL-150/P/20 de dosificación 150 kg/m³, con tamaño máximo del árido de 20 mm elaborado en central para un desplazamiento máximo a la obra de 10 km para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales, vibrado y colocación. El espesor mínimo será de 10 cm, según CTE/DB-SE-C y Código Estructural 2021.								
	Zapatas								
	Tipo 1	26	4,00	3,00	0,10	31,20			
	Tipo 2	2	4,40	3,00	0,10	2,64			
	Tipo 3	2	3,00	1,50	0,10	0,90			
	Tipo 4	2	3,00	1,80	0,10	1,08			
	Tipo 5	6	3,10	2,00	0,10	3,72			
	Tipo 6	6	1,00	1,00	0,10	0,60			
							40,14	84,79	3.403,47
D04IC057	**m³ HORMIGÓN HA-30/P/40/XC3 ZAPATAS V. M.**								
	m³. Hormigón armado HA-30/P/40/XC3 N/mm², con tamaño máximo del árido de 40 mm, elaborado en central para un desplazamiento máximo a la obra de 10 km en relleno de zapatas de cimentación, i/armadura B-500 S (Cuantía según proyecto), vertido por medios manuales, vibrado y colocación. Según CTE/DB-SE-C y Código Estructural 2021.								
	Zapatas								
	Tipo 1	26	4,00	3,00	0,80	249,60			
	Tipo 2	2	4,40	3,00	0,90	23,76			
	Tipo 3	2	3,00	1,50	0,60	5,40			
	Tipo 4	2	3,00	1,80	0,60	6,48			
	Tipo 5	6	3,10	2,00	0,60	22,32			
	Tipo 6	6	1,00	1,00	0,50	3,00			
							310,56	221,53	68.798,36
D04IT057	**m³ HORMIGÓN ARM. HA-30/P/40/ XC3 LOSAS CIM. V. M.**								
	m³. Hormigón armado HA-30/P/40/ XC3 N/mm², con tamaño máximo del árido de 40 mm, elaborado en central para un desplazamiento máximo a la obra de 10 km, en relleno de losas de cimentación, i/armadura B-500 S (Cuantía según proyecto), vertido por medios manuales, vibrado y colocado. Según CTE/DB-SE-C y Código Estructural 2021.								
		1	91,15	26,25	0,30	1.196,34			
							1.196,34	243,03	290.746,51
D05DM115	**m² FORJADO COLABORANTE LUZ=6.25 m.**								
	m². Forjado colaborante, canto total 21 cm, con chapa colaborante de acero CURBIMETAL CM-55-880 de 8 mm de espesor, 50 mm de canto y 21 mm de intereje y capa de 16 cm de hormigón HA-25/P/20/XC1 N/mm², con tamaño máximo del árido de 20 mm, elaborado en central, i/armadura con acero B-500 S en refuerzo de zona de negativos (2 redondos del 20 por nervio) y positivos (1 redondo del 12 por nervio) y mallazo antifisuración (redondos del 6 cada 25 cm), con una sobrecarga admisible de 1217 kp/m², incluso p.p. de remates de borde en "C" y "V", apuntalamiento según indicaciones del fábricante, totalmente terminado.								
	Entreplanta	1	25,00	12,00		300,00			
							300,00	68,60	20.580,00

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D05AA003	**kg ACERO S275 EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES**								
	kg. Acero laminado en perfiles S275, colocado en elementos estructurales aislados, tensión de rotura de 410 N/mm², con ó sin soldadura, i/p.p. de placas de apoyo, y pintura antioxidante, dos capas, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.								
	PILARES								
	IPE 500	28	7,50		90,70	19.047,00			
		4	8,29		90,70	3.007,61			
		2	9,07		90,70	1.645,30			
	IPE 360	4	7,50		57,10	1.713,00			
	IPE 200	6	3,00		22,40	403,20			
	DINTELES								
	IPE 400	28	12,57		66,30	23.334,95			
	IPE 180	8	6,29		18,80	946,02			
	V.CARRILERA	26	6,00		66,30	10.342,80			
	VIGAS								
	IPE 270	12	6,25			75,00			
	CORREAS CUBIERTA	270	6,00			1.620,00			
	CORREAS FACHADA	14	90,48			1.266,72			
		14	25,82			361,48			
		2	16,78			33,56			
		2	1,58			3,16			
							63.799,80	2,41	153.757,52
D05AA022	**kg ACERO PERFILES TUBULARES ESTRUCTURA**								
	kg. Acero en perfiles tubulares cuadrados o rectangulares tipo S 275 soldados en cualquier elemento estructural (vigas, pilares y correas, unidas entre sí mediante soldadura) i/p.p. de despuntes y dos manos de minio totalmente montado, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.								
	Arriostramientos								
	ROND 20	4	10,27		2,47	101,47			
		4	9,07		2,47	89,61			
	TCAR 80x3.2	48	8,69		7,01	2.924,01			
		8	7,66		7,01	429,57			
		20	8,35		7,01	1.170,67			
		20	6,22		7,01	872,04			
		50	6,00		7,01	2.103,00			
							7.690,37	4,04	31.069,09
D05AG020	**ud PLACA ANCLAJE S275 80x35x1 cm**								
	ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 80x35x1 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.								
		28				28,00			
							28,00	119,93	3.358,04
D05AG0201	**ud PLACA ANCLAJE S275 70x30x1 cm**								
	ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 70x30x1 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.								
		6				6,00			
							6,00	92,67	556,02

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D05AG0203	**ud PLACA ANCLAJE S275 60x30x1 cm**								
	ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 60x30x1 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.								
		4				4,00			
							4,00	83,32	333,28
D05AG0202	**ud PLACA ANCLAJE S275 37x28x0.5 cm**								
	ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 37x28x0.5 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.								
		6				6,00			
							6,00	45,61	273,66
D05AG060	**ud COLOCACIÓN PLACA ACERO TORNILLOS ALTA RESISTENCIA**								
	ud. Colocación de placa para soldar vigas de acero laminado,de dimension variable segun el claculo estructural, sujeta con tornillos de alta resistencia, sobre paramentos verticales de acero, i/taladros, replanteo y medios auxiliares, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A.								
		207				207,00			
							207,00	52,22	10.809,54
VDPEST020	**ud MONTAJE ESTRUCTURA MET. PUENTE GRÚA**								
	Suministro, colocación y montaje de estructura metálica para la colocación de puente grúa, formado por perfil laminado tipo viga cajón sobre viga carril, así como refuerzo del apoyo de la misma en el pilar, incluyendo soportes especiales, accesorios, según planos de proyecto e indicaciones de la D.F., con p.p. de medios auxiliares necesarios para la perfecta realización de estos trabajos. Totalmente montado para colocar un puente-grúa.								
		1				1,00			
							1,00	1.076,82	1.076,82
03.09	**UD PUENTE GRUA**								
	ud. Suministro e instalación de puente grúa modelo GHD13 4/1 LT H2, de la marca GH CRANES&COMPONENTS, o equivalente. Conexionado, probado y funcionando.								
		1				1,00			
							1,00	5.471,18	5.471,18
	TOTAL CAPÍTULO 03 CIMENTACION Y ESTRUCTURA								**590.233,49**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 04 CUBIERTA								
D08NA230	**m² CUB. CHAPA PRELACADA 1,0 mm PL-75/320**								
	m². Cubierta completa realizada con chapa prelacada de acero de 1.0 mm de espesor con perfil especial laminado tipo 75/320 de Aceralia ó similar, fijado a la estructura con ganchos o tornillos autorroscantes, i/ejecución de cumbreras y limas, apertura y rematado de huecos y p.p. de costes indirecto.								
	Faldones	2	91,15	12,75		2.324,33			
	A deducir:								
	Lucernarios	-30	12,75	1,10		-420,75			
							1.903,58	42,70	81.282,87
VDPCUB040	**m2 LUCERNARIO PLACAS POLICARBONATO DOBLE PARED**								
	Lucernario de placas de policarbonato coextruido de doble pared de espesor variable de 7-10 mm , colocado en cubierta, con soportes de perfil de aluminio, juntas de estanqueidad, tornillería y elementos de remate y piezas de anclaje. Totalmente terminado.								
	Lucernario	30	12,75	1,10		420,75			
							420,75	114,26	48.074,90
D08QC025	**m BAJANTE ACERO PRELACADO D=110 mm**								
	m. Bajante pluvial de 110 mm de diámetro realizado en chapa de acero prelacado en color, i/recibido de garras atornilladas al soporte, piezas especiales y p.p. de costes indirectos.								
		16	7,50			120,00			
							120,00	14,29	1.714,80
D08QI010	**m CANALÓN OCULTO ACERO PRELACADO DESARROLLO=105 cm**								
	m. Canalón oculto de sección rectangular y 105 cm de desarrollo, conformado en chapa de acero prelacado en color, i/recibido de soportes prelacados, piezas especiales y p.p. de costes indirectos.								
		2	91,15			182,30			
							182,30	38,81	7.075,06
	TOTAL CAPÍTULO 04 CUBIERTA								**138.147,63**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 05 CERRAMIENTOS Y REVESTIMIENTOS								
D07AC530	**m² FÁB. BLOQ. HORMIGÓN ESTRÍADO GRIS 40x20x20 2 C/VTA.**								
	m². Fábrica de bloques FACOSA de hormigón estriado gris estándar de medidas 40x20x20 cm, ejecutado a dos caras vistas, i/relleno de hormigón HNE-20/P/20 y armadura en zona según normativa y recibido con mortero de cemento y arena de río M7,5 según UNE-EN 998-2, i/p.p. de piezas especiales, roturas, aplomado, nivelado, llagueado, y limpieza todo ello según CTE/ DB-SE-F.								
	Cerramiento	2	91,15		2,50	455,75			
		2	26,25		2,50	131,25			
	A deducir								
	Puertas seccionales	-2	3,00		2,50	-15,00			
							572,00	49,93	28.559,96
D09FA110	**m² PANEL ISOPIANO e=30 mm**								
	m². Panel metálico autoportante aislado en poliuretano Isopiano de Isopan, de espesor nominal de 30 mm y espesor de chapa de 0,5 mm, peso de 7,7 kg/m² aislado en poliuretano con junta de encaje, destinado a fachadas de edificios industriales y comerciales y compartimentaciones en general, particiones escenográficas donde no se requiere una componente mecánica fuerte, en varios acabados, con fijaciones vistas y capacidad para soportar una carga de viento de 100 kg/m² uniformemente distribuida, para una separación entre ejes de 1800 mm, otras cargas consultar la ficha del producto, coeficiente de transmisión térmica de 0,70 W/m² K y una reacción al fuego B s2 d0.								
	Cerramiento	2	91,15		5,00	911,50			
		2	26,25		5,65	296,63			
	A deducir								
	Puertas seccionales	-2	3,00		0,50	-3,00			
							1.205,13	37,79	45.541,86
UPLA120100402	**m² TABIQUE PLADUR (70) 2x13 N- WA/LM - DISTRIBUCIÓN**								
	m². Tabique formado por dos placas PLADUR® de 13 mm de espesor y tipo variable N y WA de espesor o equivalente, a cada lado de una estructura de acero galvanizado de 70 mm. de ancho, a base de Montantes PLADUR® (elementos verticales), separados entre ejes 400 mm. y Canales PLADUR® (elementos horizontales). Parte proporcional de materiales PLADUR®: tornillería, pastas, cintas de juntas, juntas estancas /acústicas de su perímetro, etc. así como anclajes para canales en suelo y techo, etc. totalmente terminado. Alma con Lana Mineral de 40 a 50 mm de espesor. Montaje según Norma UNE 102.040 IN y requisitos del CTE-DB HR.								
	Planta baja								
		2	11,60		3,00	69,60			
		4	6,40		3,00	76,80			
		2	4,10		3,00	24,60			
		2	3,85		3,00	23,10			
		4	1,15		3,00	13,80			
		1	24,60		3,00	73,80			
		2	8,20		3,00	49,20			
		4	2,20		3,00	26,40			
		2	2,30		3,00	13,80			
		2	1,90		3,00	11,40			
	Entreplanta								
		2	11,70		3,00	70,20			
		2	10,30		3,00	61,80			
		1	24,60		5,65	138,99			
		1	3,80		3,00	11,40			
		1	4,60		3,00	13,80			
		1	7,10		3,00	21,30			
							699,99	46,63	32.640,53

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D10DA040	**m² TRASDOSADO AUTOP. PLADUR (48)2x13 N/ LM**								
	m². Trasdosado formado por una estructura de perfiles de chapa de acero galvanizada de 48 mm. de ancho, a base de Montantes (elementos verticales) separados 400 mm. entre ellos y Canales (elementos horizontales), a cuyo lado interno, dependiendo de la altura a cubrir, será necesario arriostrar los montantes mediante piezas angulares que fijen el alma de los montantes y el muro soporte, dejando entre la estructura y el muro un espacio de mínimo 10 mm. En el lado externo de esta estructura se atornillan dos placas PLADUR® tipo N de 13 mm. de espesor. Parte proporcional de tornillería, juntas estancas /acústicas de su perímetro, cintas y pasta de juntas, piezas de arriostramiento, anclajes mecánicos, etc. totalmente terminado con calidad de terminación Nivel 1 (Q1) para terminaciones de alicatado, laminados, con rastreles, etc ó calidad de terminación Nivel 4 (Q4) para terminaciones de calidad alta de acabados lisos. Alma con panel rígido de lana mineral de 50-70 mm. de espesor. Montaje según Norma UNE 102.041 IN y requisitos del CTE-DB HR.								
	Planta baja	2	11,80		3,00	70,80			
		1	24,60		3,00	73,80			
	Entreplanta	2	11,80		3,00	70,80			
		1	24,60		3,00	73,80			
							289,20	34,63	10.015,00
E07RC040	*** m² RECIBIDO CERCOS EN MUROS EXTERIORES A REVEST.**								
	m². Recibido de cercos o precercos de cualquier material en muro de cerramiento exterior para revestir, utilizando mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N y arena de río tipo M-10, totalmente colocado y aplomado. Incluso material auxiliar, limpieza y medios auxiliares.								
							0,00	13,42	0,00
E07RC010	**m² RECIBIDO CERCOS EN TABIQUES C/YESO**								
	m². Recibido y aplomado de cercos o precercos de cualquier material en tabiques, utilizando pasta de yeso negro, totalmente colocado y aplomado. Incluso material auxiliar, limpieza y medios auxiliares.								
	Planta baja								
		1	1,84		2,50	4,60			
		2	1,22		2,10	5,12			
		7	1,02		2,10	14,99			
	Entreplanta								
		7	1,02		2,10	14,99			
							39,70	11,19	444,24
E07RE010	**m RECIBIDO BARANDILLA MET./MAD. ESCALERA MORT.**								
	m. Recibido de barandilla metálica o de madera en escaleras interior, con mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N y arena de río tipo M-10, o realizando anclajes específicos sobre los peldaños, totalmente colocada y aplomada, i/apertura y tapado de huecos para garras, material auxiliar, limpieza y medios auxiliares. Según RC-08.								
		2	1,20			2,40			
		1	5,04		1,15	5,80			
							8,20	12,94	106,11
D12RA010	*** m SELLADO DE CARPINTERÍA A OBRA**								
	m. Sellado perimetral de carpintería exterior de cualquier tipo a obra, por medio de un cordón de 5 mm. de espesor de silicona neutra, perfectamente terminado, i/limpieza y p.p. de medios auxiliares.								
							0,00	0,93	0,00

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D12SZ020	**m² AYUDAS ALBAÑILERÍA SUPER. NAVES**								
	ud. Ayuda, por m² construido en nave (industrial, almacén..etc...), de cualquier trabajo de albañilería necesario para la correcta ejecución y montaje de las instalaciónes de electricidad, fontanería, calefacción (o climatización) y especiales, i/porcentaje estimado para consumo de pequeño material y empleo de medios auxiliares.								
	Planta baja	1	90,75	25,85		2.345,89			
	Entreplanta	1	12,00	24,60		295,20			
							2.641,09	5,27	13.918,54
D12VL005	**m² LIMPIEZA FINAL DE NAVE**								
	m². Limpieza final de nave, desprendiendo morteros adheridos en suelos, limpieza de sanitarios, cristales etc., i/barrido, retirada de escombros a pie de carga y p.p. de medios auxiliares.								
	Planta baja	1	90,75	25,85		2.345,89			
	Entreplanta	1	12,00	24,60		295,20			
							2.641,09	1,68	4.437,03
D19WA001	**m² PAVIM. MONOLÍTICO CUARZO GRIS NATURAL**								
	m². Suministro y puesta en obra del Pavimento Monolítico de Cuarzo en color gris natural MASTERTOP 100, sobre solera o forjado de hormigón en fresco, incluyendo el replanteo de solera, encofrado y desencofrado, extendido del hormigón; regleado y nivelado de solera; incorporación de capa de rodadura MASTERTOP 100 o similar mediante espolvoreo (rendimiento 5,0/kgm²); fratasado mecánico, alisado y pulimentado; curado del hormigón con el líquido incoloro MASTERKURE 130 o similar (rendimiento 0,15 kg/m²); p.p. aserrado de juntas de retracción con disco de diamante y sellado con la masilla elástica MASTERFLEX 700 GP Fluido o similar. No se incluye el suministro de hormigón, barrera de vapor, mallazo ni fibras metálicas.								
	Planta baja	1	90,75	25,85		2.345,89			
	A deducir								
	Vestuarios	-2	11,60	8,20		-190,24			
							2.155,65	11,08	23.884,60
D19DD003F	**m² SOLADO DE GRES (18 €/m²) INTERIOR C 3 (cemento cola)**								
	m². Solado de baldosa de gres (precio del material 18 euros/m²), en formato comercial, para interiores (resistencia al deslizamiento Rd s/ UNE-ENV 12633 para: a) zonas secas, CLASE 1 para pendientes menores al 6% y CLASE 2 para pendientes superiores al 6% y escaleras, b) zonas húmedas, CLASE 2 para pendientes menores al 6% y CLASE 3 para pendientes superiores al 6% y escaleras y piscinas), recibido con cemento cola Weber.col classic blanco, sobre base de mortero de cemento y arena de río 1/6 (incluido), i/piezas especiales, ejecución de cortes, rejuntado con mortero decorativo Weber col junta fina (< 3mm) y limpieza, s/ CTE BD SU y NTE-RSB-7.								
	Planta baja								
	Vestuarios	2	11,60	8,20		190,24			
							190,24	52,41	9.970,48
D19DD050	**m² SOLADO GRES ANTIDESLIZANTE 31x31 C 3**								
	m². Solado de baldosa de gres antideslizante 31x31 cm, para exteriores o interiores (resistencia al deslizamiento Rd>45 s/ UNE-ENV 12633 CLASE 3), recibido con mortero de cemento y arena de río M5 según UNE-EN 998-2, i/cama de 2 cm de arena de río, p.p. de rodapie del mismo material de 7 cm, rejuntado y limpieza, s/ CTE BD SU y NTE-RSB-7.								
	Entreplanta	1	24,60	12,00		295,20			
							295,20	38,90	11.483,28

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D18AD004	**m² ALICATADO PLAQUETA GRES (BALDOSA 18 €/m²) (pasta)**								
	m². Alicatado con plaqueta de gres especial (compacto, imitación mármol, etc... precio del material 18 euros/m²), en formato comercial, recibido con mortero de cemento y arena de miga 1/6, i/piezas especiales, formación de ingletes, rejuntado, limpieza y p.p. de costes indirectos, s/NTE-RPA-3.								
	Duchas	4	10,10		2,50	101,00			
	Aseos	4	7,00		2,50	70,00			
	A.Minusvalidos	2	10,60		2,50	53,00			
							224,00	40,47	9.065,28
D14AP001	**m² TECHO CONTÍNUO PLADUR TC/47/N-15**								
	m². Falso techo formado por una estructura de perfiles de chapa de acero galvanizado a base de perfiles contínuos en forma de "U" de 47 mm. de ancho y separados entre ellos 600 mm., suspendidos del forjado por medio de "horquillas" especiales y varilla roscada, a la cual se atornilla una placa de yeso laminado Pladur tipo N de 15 mm. de espesor, incluso anclajes, tornillería, cintas y pastas para juntas. Totalmente terminado y listo para imprimar, pintar o decorar.								
	Entreplanta	1	24,60	12,00		295,20			
	Almacen	1	11,60	8,00		92,80			
							388,00	20,39	7.911,32
D14AP011	**m² TECHO CONTÍNUO PLADUR TC/47/WA-15**								
	m². Falso techo formado por una estructura de perfiles de chapa de acero galvanizado a base de perfiles contínuos en forma de "U" de 47 mm. de ancho y separados entre ellos 600 mm., suspendidos del forjado por medio de "horquillas" especiales y varilla roscada, a la cual se atornilla una placa de yeso laminado Pladur tipo WA de 15 mm. de espesor, incluso anclajes, tornillería, cintas y pastas para juntas. Totalmente terminado y listo para imprimar, pintar o decorar.								
	Vestuarios	2	11,60	8,20		190,24			
							190,24	22,86	4.348,89
D35AC010	**m² PINTURA PLÁSTICA COLOR CALIDAD NORMAL**								
	m². Pintura plástica color lisa PROCOLOR mix o similar, lavable dos manos, en paramentos verticales y horizontales poco irregulares i/lijado y emplastecido en zonas necesarias muy visibles, con AGUAPLAST STANDAR, y acabado.								
	Igual medicion								
	Trasdosados	1	289,20			289,20			
	Tabiqueria(2)	2	699,99			1.399,98			
	A deducir								
	Alicatados	-1	224,00			-224,00			
							1.465,18	4,94	7.237,99
	TOTAL CAPÍTULO 05 CERRAMIENTOS Y REVESTIMIENTOS								**209.565,11**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 06 CARPINTERIA Y CERRAJERIA									
D23AF015	**ud PUERTA SECCIONAL ROPER DE 3000x3000 mm BLANCA**								
	ud. Puerta seccional ROPER de medidas exteriores 3000x3000 mm con hoja fabricada en panel sándwich en color blanco de 40 mm de espesor. Se emplea para su fabricación chapa prelacada sobre acero galvanizado, según la norma EN-10142. El interior del panel está compuesto de poliuretano expandido con una densidad media de 40 kg/m³, exento de CFCy HCFC. Guías verticales de chapa o tubo y dintel de chapa o tubos con placas, accionada mecánicamente mediante muelle/es de torsión fijados al dintel/tubo que giran dos tambores donde se bobina el cable que va fijado a la parte inferior de la hoja. Esta hoja corre mediante unas roldanas, por unas guías metálicas hasta quedar en horizontal. Opcionalmente se podrán inclinar las guías de tal modo que se adapten a la pendiente del techo dentro de lo posible. El accionamiento manual de la puerta puede ser sustituido mediante la colocación de un equipo eléctrico. El perímetro de la hoja queda cerrado mediante la colocación de burletes de goma quedando el interior “semiestanco”. No se incluye en el precio el recibido en obra de la puerta.								
		2				2,00			
							2,00	1.576,11	3.152,22
D23AF305	**ud EQUIPO ELECTROMECÁNICO SECCIONAL**								
	ud. Equipo electromecánico de tracción al techo para apertura y cierre automático de puerta seccional, sistema de cadena fija y motor deslizable con unión mecánica por medio de brazo curvo a puerta; con apertura manual mediante llave exterior o tirador interior.								
		2				2,00			
							2,00	876,14	1.752,28
D22GA007	**m² PUERTA PVC BLANCO ABATIBLE >1,80 m²**								
	m². Puerta en 2 hojas abatibles, de carpintería de PVC de perfiles multicámaras, con canal de herraje de 16 mm, (superficie mayor de 1,80 m²), modelo Eurofutur Elegance de Kommerling con un ancho de marco de 70 mm y con un ancho de hoja de 70 mm en hoja retranqueada, y 82 mm en semienrasada, medida del frente de 118 mm, con sistema de cierre hermético de doble junta, para un acristalamiento de hojas retranqueadas de 39 mm y semi-enrasadas hasta 47 mm, en color blanco, mainel para persiana, herrajes de colgar, p.p. de cerradura Tesa o similar y costes indirectos. Homologada con Clase 4 en el ensayo de permeabilidad al aire según norma UNE-EN 1026:2000, clase E900 según UNE-EN 1027:2000 en estanqueidad al agua y C5 en resistencia a la carga de viento. La transmitancia máxima del marco es de 0,9 W/m² K y cumple en las zonas A, B, C, D y E, según el CTE/DB-HE 1. No incluido vidrios, acristalamiento.								
		1	1,40		2,10	2,94			
							2,94	250,53	736,56
D23AM010	**ud PUERTA MULTIUSO ROPER LP 1 HOJA DE 900x2100 mm BLANCA**								
	ud. Puerta batiente ROPER de 1 hoja de 900x2100 mm, fabricada en chapa prelacada en color RAL 9010. El marco de chapa galvanizada de espesor 0,8 mm para los marcos STD y Z y de 1 mm para el MC-50. La hoja se compone de dos chapas de acero galvanizado de espesor hasta 0,5 mm, unidas entre sí mediante tornillería y clinchado y rellenas con panel de nido de abeja en toda su extensión. Bisagras de acero galvanizado. La cerradura va embutida en la hoja y es reversible. El conjunto se suministra sin montar y está compuesto por un juego de manillas con escudo de bocallave y bombillo de 70 mm. Esta puerta está especialmente pensada para ser usada en trasteros, sótanos, colegios, salas de máquinas, etc... No se incluye en el precio el recibido en obra de la puerta.								
		1				1,00			
							1,00	148,73	148,73

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D23AM020	**ud PUERTA MULTIUSO ROPER LP 2 HOJA DE 1350x2100 mm BLANCA**								
	ud. Puerta batiente ROPER de 2 hojas de 1350x2100 mm, fabricada en chapa prelacada en color RAL 9010. El marco de chapa galvanizada de espesor 0,8 mm para los marcos STD y Z y de 1 mm para el MC-50. Las hojas se componen de dos chapas de acero galvanizado cada una de ellas de espesor hasta 0,5 mm, unidas entre sí mediante tornillería y clinchado y rellenas con panel de nido de abeja en toda su extensión. Bisagras de acero galvanizado. La cerradura va embutida en la hoja y es reversible. El conjunto se suministra sin montar y está compuesto por un juego de manillas con escudo de bocallave y bombillo de 70 mm. Esta puerta está especialmente pensada para ser usada en trasteros, sótanos, colegios, salas de máquinas, etc... No se incluye en el precio el recibido en obra de la puerta.								
		1				1,00			
							1,00	424,79	424,79
D20CA410	**ud PUERTA PASO LISA EN BLOCK LACADA**								
	ud. Puerta de paso ciega en Block con hoja lisa sin molduras y acanaladuras en forma de pico de pájaro, lacada en blanco de medidas de hoja/s 825/725/625 x 2030 x 35 mm. Precerco en madera de pino de 70x35 mm, cerco visto de 70x30 mm, tapajuntas de 70x12 mm. Con 4 pernios de latón con remate, picaporte 6137/BC/50/HL y manivela con placa. Totalmente montada, mecanizada y lacada, incluso en p.p. de medios auxiliares.								
	Planta baja	16				16,00			
	Entreplanta	7				7,00			
							23,00	327,02	7.521,46
D22GA005	**m² VENTANA PVC BLANCO ABATIBLE**								
	m². Ventana en hojas abatibles y una de ellas también con apertura oscilobatiente, de carpintería de PVC de perfiles multicámaras, con canal de herraje de 16 mm, modelo Eurofutur Elegance de Kommerling con un ancho de marco de 70 mm y con un ancho de hoja de 70 mm en hoja retranqueada, y 82 mm en semienrasada, medida del frente de 118 mm, con sistema de cierre hermético de doble junta, para un acristalamiento de hojas retranqueadas de 39 mm y semi-enrasadas hasta 47 mm, en color blanco, mainel para persiana, herrajes de colgar, p.p. de cerradura Tesa o similar y costes indirectos. Homologada con Clase 4 en el ensayo de permeabilidad al aire según norma UNE-EN 1026:2000, clase E900 según UNE-EN 1027:2000 en estanqueidad al agua y C5 en resistencia a la carga de viento. La transmitancia máxima del marco es de 0,9 W/m² K y cumple en las zonas A, B, C, D y E, según el CTE/DB-HE 1. No incluido vidrios, acristalamiento.								
	De 2 hojas	8	1,80		1,50	21,60			
	De 1 hoja	3	1,00		1,50	4,50			
							26,10	372,26	9.715,99
D24CAA005	**m² VIDRIO SEGURIDAD STADIP 44.1 INCOLORO/TRASLUCIDO (2B2)**								
	m². Acristalamiento de vidrio laminar de seguridad STADIP compuesto por dos vidrios de 4 mm de espesor unidos mediante lámina de butiral de polivinilo incolora de 0,38 mm, clasificado 2B2 según UNE-EN 12600, fijado sobre carpintería con acuñado mediante calzos de apoyo perimetrales y laterales y sellado en frío con silicona neutra, incluso colocación de junquillos, según UNE 85222:1985.								
	Ventanas								
	De 2 hojas	8	1,70		1,40	19,04			
	De 1 hoja	3	0,90		1,40	3,78			
	Puertas								
	De 2 hojas	1	1,30		1,60	2,08			
							24,90	71,07	1.769,64

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
D23PA101	**ud ESCALERA METÁLICA PELDAÑOS CHAPA**								
	ud. Escalera metálica recta de 1,00m de ancho total, para una planta de altura libre 3m, formada por dos zancas de IPN 160, peldaños de chapa estriada de 5mm de espesor con bocel de 5cm y barandilla metálica realizada con tubos rectangulares (barandilla no incluida en esta valoracion), totalmente instalada.								
		1				1,00			
							1,00	1.989,11	1.989,1
D23IA005	**m BARANDA ESCALERA TUBO ACERO**								
	m. Barandilla de escalera de 90 cm de altura, con pasamanos de 50x40 mm, pilastras de 40x40 mm, cada 70 cm, barandal superior a 12 cm del pasamanos e inferior a 3 cm, en perfil de 40x40 mm, y barrotes verticales de 30x15 mm a 10 cm.								
		2	1,20			2,40			
		1	5,04		1,15	5,80			
							8,20	89,39	733,00
	TOTAL CAPÍTULO 06 CARPINTERIA Y CERRAJERIA								**27.943,78**

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Nave con puente grua

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 07 INSTALACIONES									
07.01	**INSTALACION ELECTRICA**								
	ud. Instalacion de electricidad para nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.								
		1				1,00			
							1,00	28.464,29	28.464,29
07.02	**INSTALACION DE FONTANERIA**								
		1				1,00			
							1,00	8.585,56	8.585,56
07.03	**INSTALACION PROTECCION CONTRA INCENDIOS**								
	ud. Instalacion de proteccion contra incendios para nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.								
		1				1,00			
							1,00	4.061,08	4.061,08
07.04	**CLIMATIZACION**								
	ud. Instalacion de climatización para zona de oficinas y vestuarios en nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.								
		1				1,00			
							1,00	1.100,00	1.100,00
07.05	**VENTILACION**								
	ud. Instalacion de ventilación para nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.								
		1				1,00			
							1,00	11.613,00	11.613,00
	TOTAL CAPÍTULO 07 INSTALACIONES								**53.823,93**

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Nave con puente grua

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 08 URBANIZACION									
D02TK051	**m² COMPACTADO TIERRA SIN APORTE**								
	m². Compactación de tierras propias, con apisonadora vibrante de 6 t, en una tongada de hasta 30 cm de espesor máximo, i/regado de las mismas y p.p. de costes indirectos.								
	Trafico rodado	1	8.329,68			8.329,68			
	A deducir								
	Nave	-1	91,15	26,25		-2.392,69			
							5.936,99	3,41	20.245,14
D36BG001	**m³ TERRAPLENADO TERRENO EXCAVACIÓN**								
	m³. Terraplén formado con suelos procedentes de la excavación, incluso extendido, humectación y compactado hasta el 100% P.N. utilizando rodillo vibratorio.								
	Terraplen 1	1	389,00		0,75	291,75			
	Terraplen 2	1	203,40		0,75	152,55			
							444,30	2,03	901,93
VDPURB100	**m² ZAHORRA ARTIFICIAL 60% SUB-BASE e=20 cm**								
	m². Zahorra artificial, husos ZA(40)/ZA(25) en capas de base, con 60 % de caras de fractura, puesta en obra, extendida y compactada, incluso preparación de la superficie de asiento, en capas de 20/30 cm. de espesor.								
	Trafico rodado	1	8.329,68			8.329,68			
	A deducir								
	Nave	-1	91,15	26,25		-2.392,69			
							5.936,99	11,59	68.809,71
D36GD500	**m² PAVIMENTO MBC 6 cm (CAPA RODADURA POROSA) PA 16**								
	m². Pavimento de 6 cm de espesor a base de mezcla bituminosa en caliente porosa tipo PA 16, para una distancia máxima de 40-50 km de la planta.								
	Trafico rodado	1	8.329,68			8.329,68			
	A deducir								
	Nave	-1	91,15	26,25		-2.392,69			
							5.936,99	22,10	131.207,48
D04PQ010R	**m² SOLERA HM-20/10 cm+CENTRAL+ENCACHADO 15 cm SEMIPULIDA**								
	m². Solera de 10 cm de espesor, realizada con hormigón HM-20/P/20/ IIa N/mm² tax. del árido 20 mm elaborado en obra, i/encachado de piédra caliza 40/80 de 15 cm de espesor, vertido y colocación y p.p. de juntas, aserrado de las mismas y fratasado.Acabado de homigón semipulido. Según EHE-08.								
	Acera	1	9,48	1,00		9,48			
		1	54,30	1,00		54,30			
		1	13,50	1,00		13,50			
		1	27,00	2,00		54,00			
		1	84,00	1,00		84,00			
							215,28	23,50	5.059,08

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
U04BH060	**m BORDILLO DE HORMIGÓN BICAPA GRIS 9-10x20 cm.**								
	m. Bordillo de hormigón bicapa, de color gris, achaflanado, de 9 y 10 cm. de bases superior e inferior y 20 cm. de altura, colocado sobre solera de hormigón HM-20/P/20/I, de 10 cm. de espesor, rejuntado y limpieza, incluida la excavación previa y el relleno posterior. Totalmente colocado.								
	Acera	1	9,48			9,48			
		1	54,30			54,30			
		1	13,50			13,50			
		1	27,00			27,00			
		1	84,00			84,00			
		5	1,00			5,00			
	Zonas verdes	1	239,35			239,35			
		1	147,50			147,50			
		1	288,80			288,80			
							868,93	9,41	8.176,63
E27SS010	**m MARCADO PLAZA DE APARCAMIENTO**								
	m. Marcado de plaza de aparcamiento con pintura al clorocaucho, con una anchura de línea de 10 cm., i/limpieza de superficies, neutralización, replanteo y encintado.								
	Coches	24	6,30			151,20			
	Camiones	6	13,50			81,00			
							232,20	1,35	313,47
VDPURB220	**m³ TIERRA VEGETAL DE CABEZA**								
	m³. Suministro y extendido por medios mecánicos de tierra vegetal de cabeza suministrada a granel, incluido descarga de camión y pase de motocultor.								
	Zonas verdes	1	538,40		0,20	107,68			
		1	671,20		0,20	134,24			
		1	1.175,55		0,20	235,11			
							477,03	5,11	2.437,62
VDPURB210	**m² CESPED SEMILLADO, SUPERF.<1000 m²**								
	m². Césped semillado con mezcla de Lolium, Agrostis, Festuca y Poa, incluso preparación del terreno, mantillo, siembra y riegos hasta la primera siega, en superficies menores de 1.000 m2.								
	Zonas verdes	1	538,40			538,40			
		1	671,20			671,20			
		1	1.175,55			1.175,55			
							2.385,15	2,05	4.889,56
VDPURB230	**ud SUMINISTRO, APERT. Y PLANTACIÓN DE ESPECIES VEGETALES**								
	ud. Suministro, apertura de hoyos, plantación y primer riego de varias especies (arbustos, setos) como Aligustre de California, Geranium Híbrido, Verónica filiformis, Cotoneaster horizontal, Boj, Laurel Real, Pttosporum tobira.... o similares, a elegir y a determinar su ubicación por indicadiones de la Direccion de obra								
		25				25,00			
							25,00	121,63	3.040,75

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
E15VAG020	**m CIERRE DE MALLA GALVANIZADA SIMPLE TORSIÓN 40/14 h=1,50 m.**								
	m. Cierre de 1,50 m. de altura, realizado con malla simple torsión galvanizada en caliente de trama 40/14 y postes de tubo de acero galvanizado por inmersión de 48 mm. de diámetro, p.p. de postes de esquina, jabalcones, tornapuntas, tensores, grupillas y accesorios, montada i/replanteo y recibido de postes con hormigón HM-20/P/20/I de central, así como todos los medios y elementos necesarios para la perfecta realización de estos trabajos. Totalmente terminado.								
	Perimetro	1	407,25			407,25			
	A deducir								
	Accesos	-1	12,00			-12,00			
		-1	6,10			-6,10			
							389,15	12,77	4.969,45
D23AN305	**m² PUERTA CANCELA CORREDERA**								
	m². Puerta cancela de valla para acceso de vehículos, en hoja de corredera tipo, sin guía superior y con pórtico lateral de sustentación y tope de cierre, fábricada a base de perfiles de tubo rectangular con roldana de contacto, guía inferior con perfil U.P.N. 100 y cuadradillo macizo de 25x25 mm, ruedas torneadas de 200 mm de diámetro con rodamiento de engrase permanente, incluso p.p. de cerrojo de enclavamiento al suelo, zócalo de chapa grecada galvanizada y prelacada en módulos de 200 mm, montados a compresión y el resto de tubo rectangular de 50x20x1,5 mm, totalmente montada y en funcionamiento.								
	Accesos	1	12,50		1,50	18,75			
		1	6,60		1,50	9,90			
							28,65	125,63	3.599,30
D23AN525	**ud EQUIPO ELÉCTRICO CORREDERA**								
	ud. Equipo electromecánico para apertura y cierre automático de puerta de hoja corredera tipo, mediante tracción mecánica por cremallera, compuesto por motorreductor, cuadro de maniobras, célula fotoeléctrica y emisor monocanal, totalmente instalado y en funcionamiento.								
	Puerta acceso	2				2,00			
							2,00	1.566,13	3.132,26
VDPURB500	**ud FORMACIÓN DE REBAJE EN ACERA P/ACCESO RODADO VEHÍCULOS URB.**								
	ud. Formación de rebaje en acera para acceso rodado de vehículos al recinto, incluyendo rotura de acera, formación y colocación de piezas especiales para dar forma al rebaje, así como todos los medios y elementos necesarios para la perfecta realización de estos trabajos, según planos de proyecto y siguiendo indicaciones de la Dirección de obra, totalmente colocado y terminado.								
	Accesos vehiculos	2				2,00			
							2,00	208,22	416,44
VDPURB510	**ud ROTURA, CONEXIÓN DE INSTALACIONES Y POSTERIOR REPARACIÓN ACERA**								
	ud. Rotura de acera, realización de zanjas necesarias, colocación de instalaciones necesarias y conexionado con las existentes redes de distribución; osterior reparación de acera, así como los diferentes trabajos necesarios que se van a realizar en el exterior de la parcela, incluyendo todos los medios y elementos necesarios para la perfecta realización de estos trabajos. Totalmente terminado.								
	Saneamiento	1				1,00			
	Electricidad	1				1,00			
	Abastecimiento	1				1,00			
	Telecomunicaciones	1				1,00			
							4,00	225,85	903,40
	TOTAL CAPÍTULO 08 URBANIZACION								**258.102,22**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 09 CONTROL DE CALIDAD								
19.01	**ud CONTROL DE CALIDAD**								
	Control de recepción de materiales, de ejecución de las unidades de obra y de ejecución de las instalaciones y pruebas de servicio.								
		1				1,00			
							1,00	2.408,00	2.408,00
	TOTAL CAPÍTULO 09 CONTROL DE CALIDAD.....								**2.408,00**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 10 GESTION DE RESIDUOS								
21.01	**ud GESTION DE RESIDUOS**								
	Gestion de residuos generados durante la obra de nivel I y II, según anexo del Estudio de Gestión de Residuos.								
		1				1,00			
							1,00	49.976,93	49.976,93
	TOTAL CAPÍTULO 10 GESTION DE RESIDUOS.....								**49.976,93**

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Nave con puente grua

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 11 SEGURIDAD Y SALUD								
20.01	**ud SEGURIDAD Y SALUD**								
	Instalaciones y mano de obra para el cumplimiento de las medidas necesarias de seguridad y salud a desarrollar durante la ejecucón de la obra, en cumplimiento del Plan de Seguridad y Salud.								
		1				1,00			
							1,00	45.757,58	45.757,58
	TOTAL CAPÍTULO 11 SEGURIDAD Y SALUD								**45.757,58**
	TOTAL								**1.662.821,56**

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE

8.3.- PRECIOS DESCOMPUESTOS

02.01		ud	RED SE SANEAMIENTO			
			ud. Red de Saneamiento de nave industrial para evacuación de aguas pluviales y residuales; se incluye en esta partida red de tuberías, arquetas, pozos, sumideros, trazado, ejecición de zanjas y posterior tapado, incluso pequeño material y medios auxiliares necesarios para su ejecución.			
D03DA006	2,00	ud	ARQUETA REGISTRO 63x63x80 cm	136,60	273,20	
D03DA015	16,00	ud	ARQUETA/PIE BAJANTE REGISTRABLE 51x51x80 cm	110,97	1.775,52	
D03AG207	20,00	m	TUBERÍA PVC TEJA SN-4 S/ARENA 160	36,20	724,00	
D03AG209	40,00	m	TUBERÍA PVC TEJA SN-4 S/ARENA 250	70,29	2.811,60	
D03AG206	180,00	m	TUBERÍA PVC TEJA SN-4 S/ARENA 125	25,06	4.510,80	
D03DE120	5,00	ud	SUMIDERO ACERO INOXIDABLE 20x20 cm	112,27	561,35	
			TOTAL PARTIDA.....			10.656,47

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DIEZ MIL SEISCIENTOS CINCUENTA Y SEIS EUROS con CUARENTA Y SIETE CÉNTIMOS

03.09		UD	PUENTE GRUA			
			ud. Suministro e instalación de puente grúa modelo GHD13 4/1 LT H2, de la marca GH CRANES&COMPONENTS, o equivalente. Conexionado, probado y funcionando.			
03.09.01	1,00	ud	GHD13 4/1 LT H2	5.000,00	5.000,00	
U01FY625	6,00	h	Oficial especializado instalación eléctrica	19,50	117,00	
U01AA005	6,00	h	Encargado	24,00	144,00	
U01AA007	6,00	h	Oficial primera	19,03	114,18	
U01AA027	6,00	h	Peón especializado inst. electrónica	16,00	96,00	
			TOTAL PARTIDA.....			5.471,18

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCO MIL CUATROCIENTOS SETENTA Y UN EUROS con DIECIOCHO CÉNTIMOS

07.01			INSTALACION ELECTRICA			
			ud. Instalacion de electricidad para nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.			
VDPELE110	144,00	m.	CIRCUITO ELÉCTRICO ALIMENT. BASE ENCHUFES	26,24	3.778,56	
VDPELE010	1,00	ud	CAJA GENERAL DE PROTECCIÓN 160A. (TRIFAS.)	258,64	258,64	
VDPELE020	1,00	ud	MÓDULO UN CONTADOR TRIFÁSICO+RELOJ	406,71	406,71	
VDPELE001	1,00	ud	TOMA DE TIERRA (PICA)	91,77	91,77	
VDPELE005	1,00	ud	ARQUETA TIERRA	44,67	44,67	
E17BD100	2,00	ud	RED EQUIPOTENCIAL BAÑO	28,54	57,08	
E17CI080	25,00	m.	DERIVACIÓN INDIVIDUAL 5x25 mm2	29,71	742,75	
E17CBL070	1,00	ud	CAJA I.C.P.(4P)	11,30	11,30	
VDPELE007	1,00	ud	CUADRO GENERAL PROTECCIÓN Y MANDO NAVE	1.331,29	1.331,29	
VDPELE008	1,00	ud	CUADRO PARCIAL PROTECCIÓN Y MANDO NAVE	744,44	744,44	
VDPELE009	1,00	ud	CUADRO DE BASE DE ENCHUFES 16 A	342,71	342,71	
E17MCC010	15,00	ud	PUNTO LUZ SENCILLO BJC IRIS	26,52	397,80	
E18IDA140	15,00	ud	PLAFÓN ESTANCO REDONDO CRISTAL 60 W.	28,15	422,25	
E17MCC080	4,00	ud	TOMA TELÉFONO BJC IRIS	28,14	112,56	
E18GLA020	10,00	ud	BLOQUE AUT.EMER.100 Lúm.LEGRAND C3	54,31	543,10	
E18IMA100	18,00	ud	LUMINARIAS EMP.LAMAS.ALUM.BL 4x18 W.AF	112,33	2.021,94	
E18IDP177	16,00	ud	PROYECT.CILINDR.MASTERCOL.150W.G12	278,91	4.462,56	
D27OC246C	2,00	Ud	CUADRO DE BASE DE INTERRUPTORES	79,25	158,50	
VDPELE100	440,00	m.	CIRCUITO ELÉCTRICO A ILUMINACION	16,25	7.150,00	
VDOELE120	150,00	m.	CIRCUITO ELÉCTRICO VARIOS	18,62	2.793,00	
VDPELE140	8,00	m.	CIRCUITO ELÉCTRICO CUADRO PARCIAL	31,02	248,16	
VDPELE190	80,00	m.	CIRCUITO ELÉCTRICO CLIMAT. INTERIOR	17,65	1.412,00	
VDPELE210	50,00	m.	CIRCUITO ELÉCTRICO VENTILACIÓN	18,65	932,50	
			TOTAL PARTIDA.....			28.464,29

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIOCHO MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y CUATRO EUROS con VEINTINUEVE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
07.02			INSTALACION DE FONTANERIA			
E20CIA040	1,00	ud	CONTADOR DN32- 1 1/4" EN ARMARIO	279,91	279,91	
VDPFON010	17,30	m.	TUBERÍA COBRE RÍGIDO 16-18 mm.	20,99	363,13	
VDPFON020	17,30	m.	TUBERÍA COBRE RÍGIDO 20-22 mm.	27,01	467,27	
VDPFON030	25,00	ud	TUBERÍA COBRE RÍGIDO 26-28 mm.	29,05	726,25	
VDPFON040	2,00	ud	TERMO ELÉCTRICO 150 l. SAUNIER DUVAL SDC 150 H	482,00	964,00	
E20VF040	4,00	ud	VÁLVULA DE ESFERA LATÓN 1" 25mm.	15,71	62,84	
E20XEC030	2,00	ud	INSTALACION AGUA F.C. ASEO CON DUCHA	241,57	483,14	
D26LD001	6,00	ud	INODORO VICTORIA TANQUE BAJO BLANCO	279,31	1.675,86	
D26FD001	8,00	ud	LAVABO VICTORIA BLANCO GRIFERÍA VICTORIA PLUS	186,12	1.488,96	
D26DJ005	4,00	ud	PLATO DE DUCHA TERRAN DE RESINA 100x70x26	518,55	2.074,20	
			TOTAL PARTIDA.....			8.585,56

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHO MIL QUINIENTOS OCHENTA Y CINCO EUROS con CINCUENTA Y SEIS CÉNTIMOS

07.03			INSTALACION PROTECCION CONTRA INCENDIOS			
			ud. Instalacion de proteccion contra incendios para nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.			
D34MA005	14,00	ud	SEÑAL LUMINISCENTE EXTINCIÓN INCENDIOS	15,65	219,10	
D34MA010	11,00	ud	SEÑAL LUMINISCENTE EVACUACIÓN	13,51	148,61	
D34AA010	6,00	ud	EXTINTOR POLVO ABC 9 kg EF 34A-144B	53,62	321,72	
D34AA310	2,00	ud	EXTINTOR NIEVE CARBÓNICA 5 kg EF 34B	117,21	234,42	
D34FA405	10,00	ud	DETECTOR ÓPTICO DE HUMOS	164,18	1.641,80	
D34FG005	6,00	ud	PULSADOR DE ALARMA REARMABLE	131,18	787,08	
D34FG205	2,00	ud	SIRENA ELECTRÓNICA BITONAL 24 v	207,36	414,72	
D34FG405	1,00	ud	SIRENA ALARMA EXTERIOR	293,63	293,63	
			TOTAL PARTIDA.....			4.061,08

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATRO MIL SESENTA Y UN EUROS con OCHO CÉNTIMOS

07.04			CLIMATIZACION			
			ud. Instalacion de climatización para zona de oficinas y vestuarios en nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.			
15.01	1,00	ud	PREINSTALACION DE CLIMATIZACION	1.100,00	1.100,00	
			TOTAL PARTIDA.....			1.100,00

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL CIEN EUROS

07.05			VENTILACION			
			ud. Instalacion de ventilación para nave industrial para superficie inferior a 2500 m² segun documentacion de proyecto de instalaciones.			
VDPVEN008	4,00	ud	REJILLA ENTRADA AIRE HIGRORREGULABLE	67,32	269,28	
VDPVEN011	3,00	ud	EQUIPO DE VENTILACIÓN EXTRACCIÓN	443,02	1.329,06	
VDPVEN004	6,00	Ud	REJILLA DE EXTRACCIÓN 225x125 mm	55,11	330,66	
VDPVEN012	360,00	m.	RED DE CONDUCTOS CHAPA GALVANIZADA D=125 mm	26,90	9.684,00	
			TOTAL PARTIDA.....			11.613,00

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE MIL SEISCIENTOS TRECE EUROS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
15.01		ud	PREINSTALACION DE CLIMATIZACION			
			Preinstalación de climatización para nave industrial compuesto por soportes en cubierta para la colocación de bom-			
			ba de calor, puntos de desagüe en todos los aparatos que se vayan instalar, canalizaciones para la instalación eléctrica, canalización para los fluidos necesarios de comunicación entre la unidad exterior y las unidades interiores, previsión para el alojamiento de equipos de climatización en pared y en techo, según queda reflejado en los planos de proyecto, incluso accesorios, piezas especiales y p.p. de los medios auxiliares necesarios para la perfecta realización de estos trabajos.			
15.01.01	1,00	ud	preinstalación de climatización	1.100,00	1.100,00	
			TOTAL PARTIDA.....			1.100,00

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL CIEN EUROS

19.01		ud	CONTROL DE CALIDAD			
			Control de recepción de materiales, de ejecución de las unidades de obra y de ejecución de las instalaciones y pruebas de servicio.			
19.01.01	1,00	ud	control de calidad	2.408,00	2.408,00	
			TOTAL PARTIDA.....			2.408,00

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS MIL CUATROCIENTOS OCHO EUROS

20.01		ud	SEGURIDAD Y SALUD			
			Instalaciones y mano de obra para el cumplimiento de las medidas necesarias de seguridad y salud a desarrollar durante la ejecucón de la obra, en cumplimiento del Plan de Seguridad y Salud.			
20.01.01	1,00	ud	seguridad y salud	45.757,58	45.757,58	
			TOTAL PARTIDA.....			45.757,58

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y CINCO MIL SETECIENTOS CINCUENTA Y SIETE EUROS con CINCUENTA Y OCHO CÉNTIMOS

21.01		ud	GESTION DE RESIDUOS			
			Gestion de residuos generados durante la obra de nivel I y II, según anexo del Estudio de Gestión de Residuos.			
21.01.01	1,00	ud	gestión de residuos	49.976,93	49.976,93	
			TOTAL PARTIDA.....			49.976,93

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y NUEVE MIL NOVECIENTOS SETENTA Y SEIS EUROS con NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS

D02AA501		m²	DESBROCE Y LIMPIEZA TERRENO A MÁQUINA			
			m². Desbroce y limpieza de terreno por medios mecánicos, sin carga ni transporte y con p.p. de costes indirectos.			
A03CA005	0,01	h	CARGADORA S/NEUMÁTICOS C=1,30 m³	55,35	0,55	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	1,00	0,07	
			TOTAL PARTIDA.....			0,62

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CERO EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS

D02AA600		m²	RETIRADA CAPA VEGETAL A MÁQUINA			
			m². Retirada de capa vegetal de 20 cm de espesor, con medios mecánicos, sin carga ni transporte y con p.p. de costes indirectos.			
A03CD005	0,02	h	BULLDOZER DE 150 CV	90,63	1,81	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	2,00	0,14	
			TOTAL PARTIDA.....			1,95

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con NOVENTA Y CINCO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D02EP061		m³	EXCAV. RETRO TERRENO FLOJO			
			m³. Excavación a cielo abierto, en terreno de consistencia floja, con retroexcavadora, con extracción de tierra a los bordes, en vaciado, i/p.p. de formación de terraplén en perímetro de parcela y costes indirectos.			
U01AA010	0,06	h	Peón especializado	17,15	1,03	
U02FK205	0,29	h	Mini retroexcavadora	26,00	7,54	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	9,00	0,63	
			TOTAL PARTIDA.....			9,20

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de NUEVE EUROS con VEINTE CÉNTIMOS

D02HF100		m³	EXC. MECÁNICA ZANJAS SANEA. TERRENO FLOJO			
			m³. Excavación mecánica de zanjas de saneamiento, en terreno de consistencia floja, i/posterior relleno y apisonado de tierra procedente de la excavación y p.p. de costes indirectos.			
U01AA011	0,30	h	Peón suelto	17,12	5,14	
A03CF010	0,10	h	RETROPALA S/NEUMÁT. ARTIC 102 CV	53,96	5,40	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	11,00	0,77	
			TOTAL PARTIDA.....			11,31

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con TREINTA Y UN CÉNTIMOS

D02KF010		m³	EXC. MINI-RETRO POZOS TERRENO FLOJO			
			m³. Excavación, con mini-retroexcavadora, de terrenos de consistencia floja, en apertura de pozos, con extracción de tierras a los bordes, i/p.p. de costes indirectos.			
U01AA011	0,30	h	Peón suelto	17,12	5,14	
U02FK205	0,47	h	Mini retroexcavadora	26,00	12,22	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	17,00	1,19	
			TOTAL PARTIDA.....			18,55

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DIECIOCHO EUROS con CINCUENTA Y CINCO CÉNTIMOS

D02RW005		m²	REFINADO MANUAL VACIADOS Y POZOS			
			m². Refinado, por medios manuales, de paredes y fondos de vaciados y pozos excavados por máquinas, i/extracción de tierras a los bordes y p.p. de costes indirectos.			
U01AA011	0,25	h	Peón suelto	17,12	4,28	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	4,00	0,28	
			TOTAL PARTIDA.....			4,56

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATRO EUROS con CINCUENTA Y SEIS CÉNTIMOS

D02TK051		m²	COMPACTADO TIERRA SIN APORTE			
			m². Compactación de tierras propias, con apisonadora vibrante de 6 t, en una tongada de hasta 30 cm de espesor máximo, i/regado de las mismas y p.p. de costes indirectos.			
U01AA011	0,02	h	Peón suelto	17,12	0,34	
A03CK015	0,04	h	APISONADORA VIBRANTE 6 t	58,92	2,36	
U04PY001	0,30	m³	Agua	1,65	0,50	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	3,00	0,21	
			TOTAL PARTIDA.....			3,41

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRES EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS

D02VA201		m³	CARGA TIERRAS A MÁQUINA			
			m³. Carga de tierras procedentes de la excavación, sobre camión volquete de 10 t, mediante pala cargadora de 1,3 m³, i/p.p. de costes indirectos.			
A03CA005	0,02	h	CARGADORA S/NEUMÁTICOS C=1,30 m³	55,35	1,11	
A03FB010	0,01	h	CAMIÓN BASCULANTE 10 t	61,68	0,62	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	2,00	0,14	
			TOTAL PARTIDA.....			1,87

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D02VA201		m³	CARGA TIERRAS A MÁQUINA			
			m³. Carga de tierras procedentes de la excavación, sobre camión volquete de 10 t, mediante pala cargadora de 1,3 m³, i/p.p. de costes indirectos.			
A03CA005	0,02	h	CARGADORA S/NEUMÁTICOS C=1,30 m³	55,35	1,11	
A03FB010	0,01	h	CAMIÓN BASCULANTE 10 t	61,68	0,62	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	2,00	0,14	
			TOTAL PARTIDA.....			1,87

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS

D02VK401		m³	TRANSPORTE TIERRAS CARGA MECÁNICA			
			m³. Transporte de tierras procedentes de excavación a vertedero, en camión volquete de 10 t, i/carga por medios mecánicos y p.p. de costes indirectos.			
A03CA005	0,01	h	CARGADORA S/NEUMÁTICOS C=1,30 m³	55,35	0,55	
A03FB010	0,12	h	CAMIÓN BASCULANTE 10 t	61,68	7,40	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	8,00	0,56	
			TOTAL PARTIDA.....			8,51

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHO EUROS con CINCUENTA Y UN CÉNTIMOS

D03AG206		m	TUBERÍA PVC TEJA SN-4 S/ARENA 125			
			m. Tubería de PVC para saneamiento enterrado SN-4 de 125 mm de diámetro color teja, colocada sobre cama de arena, con una pendiente mínima del 2 %, i/ p.p. de piezas especiales según UNE EN 13476 y CTE/DB-HS 5.			
U01FY105	0,15	h	Oficial 1ª fontanero	19,00	2,85	
U01FY110	0,15	h	Ayudante fontanero	17,50	2,63	
U05AG106	1,05	m	Tubería PVC teja SN-4 D= 125 mm	10,38	10,90	
U05AG025	0,50	ud	P.p. de acces. tub. PVC	9,50	4,75	
U04AA001	0,10	m³	Arena de río (0-5 mm)	23,20	2,32	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	23,00	1,61	
			TOTAL PARTIDA.....			25,06

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTICINCO EUROS con SEIS CÉNTIMOS

D03AG207		m	TUBERÍA PVC TEJA SN-4 S/ARENA 160			
			m. Tubería de PVC para saneamiento enterrado SN-4 de 160 mm de diámetro color teja, colocada sobre cama de arena, con una pendiente mínima del 2 %, i/ p.p. de piezas especiales según UNE EN 13476 y CTE/DB-HS 5.			
U01FY105	0,20	h	Oficial 1ª fontanero	19,00	3,80	
U01FY110	0,20	h	Ayudante fontanero	17,50	3,50	
U05AG107	1,05	m	Tubería PVC teja SN-4 D= 160 mm	16,71	17,55	
U05AG025	0,70	ud	P.p. de acces. tub. PVC	9,50	6,65	
U04AA001	0,10	m³	Arena de río (0-5 mm)	23,20	2,32	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	34,00	2,38	
			TOTAL PARTIDA.....			36,20

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TREINTA Y SEIS EUROS con VEINTE CÉNTIMOS

D03AG209		m	TUBERÍA PVC TEJA SN-4 S/ARENA 250			
			m. Tubería de PVC para saneamiento enterrado SN-4 de 250 mm de diámetro color teja, colocada sobre cama de arena, con una pendiente mínima del 2 %, i/ p.p. de piezas especiales según UNE EN 13476 y CTE/DB-HS 5.			
U01FY105	0,25	h	Oficial 1ª fontanero	19,00	4,75	
U01FY110	0,25	h	Ayudante fontanero	17,50	4,38	
U05AG109	1,05	m	Tubería PVC teja SN-4 D= 250 mm	40,58	42,61	
U05AG025	1,10	ud	P.p. de acces. tub. PVC	9,50	10,45	
U04AA001	0,15	m³	Arena de río (0-5 mm)	23,20	3,48	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	66,00	4,62	
			TOTAL PARTIDA.....			70,29

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SETENTA EUROS con VEINTINUEVE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D03DA006		ud	ARQUETA REGISTRO 63x63x80 cm			
			ud. Arqueta de registro de 63x63x80 cm realizada con fábrica de ladrillo macizo de 1/2 pie de espesor recibido con mortero de cemento M5 según UNE-EN 998-2, enfoscada y bruñida en su interior, i/solera de hormigón HM-20 N/mm² y tapa de hormigón armado, según CTE/DB-HS 5.			
U01AA007	2,50	h	Oficial primera	19,03	47,58	
U01AA010	1,25	h	Peón especializado	17,15	21,44	
A02BP510	0,15	m³	HORMIGÓN HNE-20/P/40 elab. obra	106,81	16,02	
A01JF002	0,03	m³	MORTERO CEMENTO 1/2	118,49	3,55	
U05DA070	1,00	ud	Tapa hormigón armado y cerco metálico 70x70x6	11,45	11,45	
U10DB005	120,00	ud	Ladrillo tosco perforado 24x12x7	0,23	27,60	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	128,00	8,96	
			TOTAL PARTIDA.....			136,60

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO TREINTA Y SEIS EUROS con SESENTA CÉNTIMOS

D03DA015		ud	ARQUETA/PIE BAJANTE REGISTRABLE 51x51x80 cm			
			ud. Arqueta de registro de 51x51x80 cm realizada con fábrica de ladrillo macizo de 1/2 pie de espesor recibido con mortero de cemento M5 según UNE-EN 998-2, enfoscada y bruñida en su interior, i/solera de hormigón HM-20 N/mm² y tapa de hormigón armado, según CTE/DB-HS 5.			
U01AA007	2,00	h	Oficial primera	19,03	38,06	
U01AA010	1,00	h	Peón especializado	17,15	17,15	
A02BP510	0,10	m³	HORMIGÓN HNE-20/P/40 elab. obra	106,81	10,68	
A01JF002	0,03	m³	MORTERO CEMENTO 1/2	118,49	3,55	
U10DB005	100,00	ud	Ladrillo tosco perforado 24x12x7	0,23	23,00	
U05DA060	1,00	ud	Tapa hormigón armado y cerco metálico 60x60x6	11,25	11,25	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	104,00	7,28	
			TOTAL PARTIDA.....			110,97

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO DIEZ EUROS con NOVENTA Y SIETE CÉNTIMOS

D03DE120		ud	SUMIDERO ACERO INOXIDABLE 20x20 cm			
			ud. Sumidero sifónico de acero inoxidable cm para instalación en suelos de patios y/o cocinas, totalmente instalado i/ p.p. de material de agarre y medios auxiliares necesarios, según CTE/DB-HS 5.			
U01AA007	0,80	h	Oficial primera	19,03	15,22	
U01AA010	0,20	h	Peón especializado	17,15	3,43	
U05DE040	1,00	ud	Sumidero sifónico acero inoxidable	75,71	75,71	
U05AG050	4,00	kg	Masilla asfáltica	2,64	10,56	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	105,00	7,35	
			TOTAL PARTIDA.....			112,27

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO DOCE EUROS con VEINTISIETE CÉNTIMOS

D03DI003		ud	ACOMETIDA RED GRAL. SANE. TERRENO FLOJO			
			ud. Acometida domiciliaria de saneamiento a la red general, a una profundidad media 1,20 m, en terreno flojo, con rotura de pavimento por medio de compresor, excavación mecánica, tubería de PVC color teja SN-4 de 250 mm de diámetro, relleno y apisonado de zanja con tierra procedente de la excavación, i/limpieza y transporte de tierras sobrantes a pie de carga, según CTE/DB-HS 5.			
U01AA007	2,55	h	Oficial primera	19,03	48,53	
U01AA011	8,60	h	Peón suelto	17,12	147,23	
D02HF100	12,60	m³	EXC. MECÁNICA ZANJAS SANEA. TERRENO FLOJO	11,31	142,51	
U02AK001	2,00	h	Martillo compresor 2.000 L/min	2,44	4,88	
U05AG109	15,00	m	Tubería PVC teja SN-4 D= 250 mm	40,58	608,70	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	952,00	66,64	
			TOTAL PARTIDA.....			1.018,49

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL DIECIOCHO EUROS con CUARENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D04AA201		kg	ACERO CORRUGADO B 500-S			
			kg. Acero corrugado B 500-S incluso cortado, doblado, armado y colocado en obra, i/p.p. de mermas, solapes y despuntes. Según Código Estructural 2021.			
U01FA201	0,01	h	Oficial 1ª ferralla	19,00	0,19	
U01FA204	0,01	h	Ayudante ferralla	18,00	0,18	
U06AA001	0,01	kg	Alambre atar 1,3 mm	1,95	0,02	
U06GG001	1,05	kg	Acero corrugado B 500-S en rama barras 6/12 m i/ transporte	1,41	1,48	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	2,00	0,14	
			TOTAL PARTIDA.....			2,01

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS EUROS con UN CÉNTIMOS

D04EF010		m³	HORMIGÓN LIMP. HL-150/P/20 VERTIDO MANUAL			
			m³. Hormigón en masa HL-150/P/20 de dosificación 150 kg/m³, con tamaño máximo del árido de 20 mm elaborado en central para un desplazamiento máximo a la obra de 10 km para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales, vibrado y colocación. El espesor mínimo será de 10 cm, según CTE/DB-SE-C y Código Estructural 2021.			
U01AA011	0,25	h	Peón suelto	17,12	4,28	
A02FA400	1,00	m³	HORMIGÓN HL-150/P/20 CENTRAL	74,98	74,98	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	79,00	5,53	
			TOTAL PARTIDA.....			84,79

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHENTA Y CUATRO EUROS con SETENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

D04IC057		m³	HORMIGÓN HA-30/P/40/XC3 ZAPATAS V. M.			
			m³. Hormigón armado HA-30/P/40/XC3 N/mm², con tamaño máximo del árido de 40 mm, elaborado en central para un desplazamiento máximo a la obra de 10 km en relleno de zapatas de cimentación, i/armadura B-500 S (Cuantía según proyecto), vertido por medios manuales, vibrado y colocación. Según CTE/DB-SE-C y Código Estructural 2021.			
U01AA011	0,50	h	Peón suelto	17,12	8,56	
A02FA933	1,00	m³	HORMIGÓN HA-30/P/40/XC1-4 CENTRAL	97,98	97,98	
D04AA201	50,00	kg	ACERO CORRUGADO B 500-S	2,01	100,50	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	207,00	14,49	
			TOTAL PARTIDA.....			221,53

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS VEINTIUN EUROS con CINCUENTA Y TRES CÉNTIMOS

D04IT057		m³	HORMIGÓN ARM. HA-30/P/40/ XC3 LOSAS CIM. V. M.			
			m³. Hormigón armado HA-30/P/40/ XC3 N/mm², con tamaño máximo del árido de 40 mm, elaborado en central para un desplazamiento máximo a la obra de 10 km, en relleno de losas de cimentación, i/armadura B-500 S (Cuantía según proyecto), vertido por medios manuales, vibrado y colocado. Según CTE/DB-SE-C y Código Estructural 2021.			
U01AA011	0,50	h	Peón suelto	17,12	8,56	
A02FA933	1,00	m³	HORMIGÓN HA-30/P/40/XC1-4 CENTRAL	97,98	97,98	
D04AA201	60,00	kg	ACERO CORRUGADO B 500-S	2,01	120,60	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	227,00	15,89	
			TOTAL PARTIDA.....			243,03

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS CUARENTA Y TRES EUROS con TRES CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D04PQ010R		m²	SOLERA HM-20/10 cm+CENTRAL+ENCACHADO 15 cm SEMIPULIDA			
			m². Solera de 10 cm de espesor, realizada con hormigón HM-20/P/20/ IIa N/mm² tax. del árido 20 mm elaborado en obra, i/encachado de piédra caliza 40/80 de 15 cm de espesor, vertido y colocación y p.p. de juntas, aserrado de las mismas y fratasado.Acabado de homigón semipulido. Según EHE-08.			
U01AA007	0,15	h	Oficial primera	19,03	2,85	
U01AA011	0,51	h	Peón suelto	17,12	8,73	
A02FA503	0,10	m³	HORMIGÓN HM-20/P/20/ IIa CENTRAL	70,84	7,08	
U04AF201	0,15	m³	Grava 40/80 mm	22,00	3,30	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	22,00	1,54	
			TOTAL PARTIDA.....			23,50

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTITRES EUROS con CINCUENTA CÉNTIMOS

D05AA003		kg	ACERO S275 EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES			
			kg. Acero laminado en perfiles S275, colocado en elementos estructurales aislados, tensión de rotura de 410 N/mm², con ó sin soldadura, i/p.p. de placas de apoyo, y pintura antioxidante, dos capas, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			
U01FG405	0,03	h	Montaje estructura metálica	19,50	0,59	
U06JA001	1,00	kg	Acero laminado S275J0	1,57	1,57	
U36IA010	0,01	L	Minio electrolítico	10,58	0,11	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	2,00	0,14	
			TOTAL PARTIDA.....			2,41

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS

D05AA005		kg	ACERO S275 EN ZANCAS ESCALERAS			
			kg. Acero laminado S275 en perfiles para zancas y mesetas de escaleras, con una tensión de rotura de 410 N/mm², i/p.p. de despuntes y dos manos de pintura antioxidante, totalmente montadas, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.			
U01FG405	0,09	h	Montaje estructura metálica	19,50	1,76	
U06JA001	1,00	kg	Acero laminado S275J0	1,57	1,57	
U36IA010	0,01	L	Minio electrolítico	10,58	0,11	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	3,00	0,21	
			TOTAL PARTIDA.....			3,65

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRES EUROS con SESENTA Y CINCO CÉNTIMOS

D05AA022		kg	ACERO PERFILES TUBULARES ESTRUCTURA			
			kg. Acero en perfiles tubulares cuadrados o rectangulares tipo S 275 soldados en cualquier elemento estructural (vigas, pilares y correas, unidas entre sí mediante soldadura) i/p.p. de despuntes y dos manos de minio totalmente montado, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.			
U01FG405	0,06	h	Montaje estructura metálica	19,50	1,17	
U06SA610	1,05	kg	Acero en tubular S275J0	2,36	2,48	
U36IA010	0,01	L	Minio electrolítico	10,58	0,11	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	4,00	0,28	
			TOTAL PARTIDA.....			4,04

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATRO EUROS con CUATRO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D05AG020		ud	PLACA ANCLAJE S275 80x35x1 cm			
			ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 80x35x1 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.			
U01AA007	0,25	h	Oficial primera	19,03	4,76	
U01AA011	0,35	h	Peón suelto	17,12	5,99	
U06GA001	6,93	kg	Acero corrugado B 400-S en rama barras 6/12 m i/ transporte	1,30	9,01	
U06QW008	47,12	kg	Chapa acero laminada S275	1,81	85,29	
A02FA500	0,08	m³	HORMIGÓN HM-20/P/20/X0 CENTRAL	87,98	7,04	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	112,00	7,84	
			TOTAL PARTIDA.....			119,93

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO DIECINUEVE EUROS con NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS

D05AG0201		ud	PLACA ANCLAJE S275 70x30x1 cm			
			ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 70x30x1 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.			
U01AA007	0,25	h	Oficial primera	19,03	4,76	
U01AA011	0,35	h	Peón suelto	17,12	5,99	
U06GA001	6,93	kg	Acero corrugado B 400-S en rama barras 6/12 m i/ transporte	1,30	9,01	
U06QW008	33,03	kg	Chapa acero laminada S275	1,81	59,78	
A02FA500	0,08	m³	HORMIGÓN HM-20/P/20/X0 CENTRAL	87,98	7,04	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	87,00	6,09	
			TOTAL PARTIDA.....			92,67

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de NOVENTA Y DOS EUROS con SESENTA Y SIETE CÉNTIMOS

D05AG0202		ud	PLACA ANCLAJE S275 37x28x0.5 cm			
			ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 37x28x0.5 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.			
U01AA007	0,25	h	Oficial primera	19,03	4,76	
U01AA011	0,35	h	Peón suelto	17,12	5,99	
U06GA001	6,93	kg	Acero corrugado B 400-S en rama barras 6/12 m i/ transporte	1,30	9,01	
U06QW008	8,73	kg	Chapa acero laminada S275	1,81	15,80	
A02FA500	0,08	m³	HORMIGÓN HM-20/P/20/X0 CENTRAL	87,98	7,04	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	43,00	3,01	
			TOTAL PARTIDA.....			45,61

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y CINCO EUROS con SESENTA Y UN CÉNTIMOS

D05AG0203		ud	PLACA ANCLAJE S275 60x30x1 cm			
			ud. Placa de anclaje de acero S275 en perfil plano, de dimensiones 60x30x1 cm con cuatro garrotas de acero corrugado de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, soldadas, i/taladro central, totalmente colocada, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A. El precio incluye las uniones tanto soldadas como atornilladas, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.			
U01AA007	0,25	h	Oficial primera	19,03	4,76	
U01AA011	0,35	h	Peón suelto	17,12	5,99	
U06GA001	6,93	kg	Acero corrugado B 400-S en rama barras 6/12 m i/ transporte	1,30	9,01	
U06QW008	28,21	kg	Chapa acero laminada S275	1,81	51,06	
A02FA500	0,08	m³	HORMIGÓN HM-20/P/20/X0 CENTRAL	87,98	7,04	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	78,00	5,46	
			TOTAL PARTIDA.....			83,32

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHENTA Y TRES EUROS con TREINTA Y DOS CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D05AG060		ud	COLOCACIÓN PLACA ACERO TORNILLOS ALTA RESISTENCIA			
			ud. Colocación de placa para soldar vigas de acero laminado,de dimension variable segun el claculo estructural, sujeta con tornillos de alta resistencia, sobre paramentos verticales de acero, i/taladros, replanteo y medios auxiliares, según Código Estructural 2021 y CTE/ DB-SE-A.			
U01AA007	0,01	h	Oficial primera	19,03	0,19	
U01AA011	0,70	h	Peón suelto	17,12	11,98	
U02SA040	0,70	h	Equipo taladro/percutor	1,98	1,39	
U02SW020	6,00	ud	Tornillos alta resistencia	3,15	18,90	
U06QW001	8,64	kg	Chapa laminada frío 1,2mm(9,60kg/m²)	1,89	16,33	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	49,00	3,43	
			TOTAL PARTIDA.....			52,22

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCUENTA Y DOS EUROS con VEINTIDOS CÉNTIMOS

D05DM115		m²	FORJADO COLABORANTE LUZ=6.25 m.			
			m². Forjado colaborante, canto total 21 cm, con chapa colaborante de acero CURBIMETAL CM-55-880 de 8 mm de espesor, 50 mm de canto y 21 mm de intereje y capa de 16 cm de hormigón HA-25/P/20/XC1 N/mm², con tamaño máximo del árido de 20 mm, elaborado en central, i/armadura con acero B-500 S en refuerzo de zona de negativos (2 redondos del 20 por nervio) y positivos (1 redondo del 12 por nervio) y mallazo antifisuración (redondos del 6 cada 25 cm), con una sobrecarga admisible de 1217 kp/m², incluso p.p. de remates de borde en "C" y "V", apuntalamiento según indicaciones del fábricante, totalmente terminado.			
U01AA007	0,45	h	Oficial primera	19,03	8,56	
U01AA011	0,34	h	Peón suelto	17,12	5,82	
U08QA005	1,00	m²	CURBIMETAL CM 50-880	20,25	20,25	
A02FA723	0,16	m³	HORMIGÓN HA-25/P/20/XC1-4 CENTRAL	95,98	15,36	
U06HA046	1,00	m²	Mallazo electrosoldado 25x25 d=6	2,05	2,05	
U06GJ001	5,32	kg	Acero corrugado B 500-S elaborado i/transporte	1,51	8,03	
U08QA010	1,00	ud	P.P. remates de borde	4,05	4,05	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	64,00	4,48	
			TOTAL PARTIDA.....			68,60

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SESENTA Y OCHO EUROS con SESENTA CÉNTIMOS

D07AC530		m²	FÁB. BLOQ. HORMIGÓN ESTRÍADO GRIS 40x20x20 2 C/VTA.			
			m². Fábrica de bloques FACOSA de hormigón estriado gris estándar de medidas 40x20x20 cm, ejecutado a dos caras vistas, i/relleno de hormigón HNE-20/P/20 y armadura en zona según normativa y recibido con mortero de cemento y arena de río M7,5 según UNE-EN 998-2, i/p.p. de piezas especiales, roturas, aplomado, nivelado, llagueado, y limpieza todo ello según CTE/ DB-SE-F.			
U01FJ229	1,50	m²	Mano obra bloque hormigón cara vista 20 cm	16,00	24,00	
U10AA012	12,50	ud	Bloque hormigón estriado gris 40x20x20 FACOSA	1,14	14,25	
A01JF005	0,03	m³	MORTERO CEMENTO M7,5	83,93	2,52	
A02BP501	0,02	m³	HORMIGÓN HNE-20/P/20 elab. obra	118,25	2,37	
U06GD010	2,50	kg	Acero corrugado B 400-S elaborado y armado i/ transporte	1,40	3,50	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	47,00	3,29	
			TOTAL PARTIDA.....			49,93

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y NUEVE EUROS con NOVENTA Y TRES CÉNTIMOS

D08NA230		m²	CUB. CHAPA PRELACADA 1,0 mm PL-75/320			
			m². Cubierta completa realizada con chapa prelacada de acero de 1.0 mm de espesor con perfil especial laminado tipo 75/320 de Aceralia ó similar, fijado a la estructura con ganchos o tornillos autorroscantes, i/ejecución de cumbreras y limas, apertura y rematado de huecos y p.p. de costes indirecto.			
U01FO340	1,00	m²	Mano obra colocación cubierta chapa	5,80	5,80	
U12NC105	1,10	m²	Chapa prelacada 1 mm Aceralia PL-75/320	28,36	31,20	
U12CZ015	3,00	ud	Tornillo autorroscante 6,3x120	0,18	0,54	
U12NC520	0,15	m	Remate prelacada 0,7 mm desar=333 mm	5,27	0,79	
U12NC540	0,15	m	Remate prelacada 0,7 mm desar=666 mm	10,46	1,57	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	40,00	2,80	
			TOTAL PARTIDA.....			42,70

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y DOS EUROS con SETENTA CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D08QC025		m	BAJANTE ACERO PRELACADO D=110 mm			
			m. Bajante pluvial de 110 mm de diámetro realizado en chapa de acero prelacado en color, i/recibido de garras atornilladas al soporte, piezas especiales y p.p. de costes indirectos.			
U01AA008	0,18	h	Oficial segunda	18,07	3,25	
U01AA010	0,18	h	Peón especializado	17,15	3,09	
U12QC005	1,04	m	Bajante acero prelacado d=110 mm IMS	5,68	5,91	
U12QC400	0,15	ud	Codo acero prelacado varios diámetros IMS	3,61	0,54	
U12QC501	0,50	ud	Abrazadera chapa prelacada IMS	1,18	0,59	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	13,00	0,91	
			TOTAL PARTIDA.....			14,29

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CATORCE EUROS con VEINTINUEVE CÉNTIMOS

D08QI010		m	CANALÓN OCULTO ACERO PRELACADO DESARROLLO=105 cm			
			m. Canalón oculto de sección rectangular y 105 cm de desarrollo, conformado en chapa de acero prelacado en color, i/recibido de soportes prelacados, piezas especiales y p.p. de costes indirectos.			
U01AA008	0,26	h	Oficial segunda	18,07	4,70	
U01AA010	0,26	h	Peón especializado	17,15	4,46	
U12QI002	1,04	m	Canal.red.ac.prelac.desarr. 1050x0,6	18,45	19,19	
U12QI301	2,10	ud	Unión canal. Amazon c.blanco	3,78	7,94	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	36,00	2,52	
			TOTAL PARTIDA.....			38,81

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TREINTA Y OCHO EUROS con OCHENTA Y UN CÉNTIMOS

D09FA110		m²	PANEL ISOPIANO e=30 mm			
			m². Panel metálico autoportante aislado en poliuretano Isopiano de Isopan, de espesor nominal de 30 mm y espesor de chapa de 0,5 mm, peso de 7,7 kg/m² aislado en poliuretano con junta de encaje, destinado a fachadas de edificios industriales y comerciales y compartimentaciones en general, particiones escenográficas donde no se requiere una componente mecánica fuerte, en varios acabados, con fijaciones vistas y capacidad para soportar una carga de viento de 100 kg/m² uniformemente distribuida, para una separación entre ejes de 1800 mm, otras cargas consultar la ficha del producto, coeficiente de transmisión térmica de 0,70 W/m² K y una reacción al fuego B s2 d0.			
U01FO340	2,00	m²	Mano obra colocación cubierta chapa	5,80	11,60	
U02OH015	0,07	h	Manipulador telescópico 3.200 kg/12,0 m	16,00	1,12	
U12SA025	1,00	m²	Panel Isopiano e=30 mm	15,20	15,20	
U12CZ015	3,00	ud	Tornillo autorroscante 6,3x120	0,18	0,54	
U12NC540	0,40	m	Remate prelacada 0,7 mm desar=666 mm	10,46	4,18	
U12NC520	0,30	m	Remate prelacada 0,7 mm desar=333 mm	5,27	1,58	
U02JA003	0,04	h	Camión 10 t basculante	28,00	1,12	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	35,00	2,45	
			TOTAL PARTIDA.....			37,79

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TREINTA Y SIETE EUROS con SETENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D10DA040		m²	TRASDOSADO AUTOP. PLADUR (48)2x13 N/ LM			
			m². Trasdosado formado por una estructura de perfiles de chapa de acero galvanizada de 48 mm. de ancho, a base de Montantes (elementos verticales) separados 400 mm. entre ellos y Canales (elementos horizontales), a cuyo lado interno, dependiendo de la altura a cubrir, será necesario arriostrar los montantes mediante piezas angulares que fijen el alma de los montantes y el muro soporte, dejando entre la estructura y el muro un espacio de mínimo 10 mm. En el lado externo de esta estructura se atornillan dos placas PLADUR® tipo N de 13 mm. de espesor. Parte proporcional de tornillería, juntas estancas /acústicas de su perímetro, cintas y pasta de juntas, piezas de arriostramiento, anclajes mecánicos, etc. totalmente terminado con calidad de terminación Nivel 1 (Q1) para terminaciones de alicatado, laminados, con rastreles, etc ó calidad de terminación Nivel 4 (Q4) para terminaciones de calidad alta de acabados lisos. Alma con panel rígido de lana mineral de 50-70 mm. de espesor. Montaje según Norma UNE 102.041 IN y requisitos del CTE-DB HR.			
U01AA501	0,23	Hr	Cuadrilla A	44,95	10,34	
U10JA001	2,10	m²	Placa Pladur N-15 mm	5,25	11,03	
U10JA056	0,40	kg	Pasta para juntas s/n Pladur	0,14	0,06	
U10JA050	2,10	m	Cinta Juntas Placas Pladur	0,30	0,63	
U10JA132	2,33	m	Montante acero galv. 46mm	1,26	2,94	
U10JA110	0,95	m	Canal 48 mm	1,04	0,99	
U10JA174	3,00	ud	Tornillo acero MM 3,5x9,5mm	0,20	0,60	
U10JA052	0,15	m	Cinta guardavivos PLADUR® de pvc (30 m)	0,29	0,04	
U10JA164	15,00	ud	Tornillo acero galv. PM-25mm	0,23	3,45	
U10JA082	0,95	m	Junta estanca PLADUR® 46 mm (30 m)	0,05	0,05	
U15AD083	1,05	m²	Panel semirrígido de lana mineral ARENA- 60 mm	3,74	3,93	
º	0,19	%	Costes indirectos..(s/total)	3,00	0,57	
			TOTAL PARTIDA.....			34,63

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TREINTA Y CUATRO EUROS con SESENTA Y TRES CÉNTIMOS

D12SZ020		m²	AYUDAS ALBAÑILERÍA SUPER. NAVES			
			ud. Ayuda, por m² construido en nave (industrial, almacén..etc...), de cualquier trabajo de albañilería necesario para la correcta ejecución y montaje de las instalaciónes de electricidad, fontanería, calefacción (o climatización) y especiales, i/porcentaje estimado para consumo de pequeño material y empleo de medios auxiliares.			
U01AA007	0,04	h	Oficial primera	19,03	0,76	
U01AA008	0,04	h	Oficial segunda	18,07	0,72	
U01AA009	0,08	h	Ayudante	17,36	1,39	
U01AA011	0,12	h	Peón suelto	17,12	2,05	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	5,00	0,35	
			TOTAL PARTIDA.....			5,27

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCO EUROS con VEINTISIETE CÉNTIMOS

D12VL005		m²	LIMPIEZA FINAL DE NAVE			
			m². Limpieza final de nave, desprendiendo morteros adheridos en suelos, limpieza de sanitarios, cristales etc., i/barrido, retirada de escombros a pie de carga y p.p. de medios auxiliares.			
U01AA010	0,09	h	Peón especializado	17,15	1,54	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	2,00	0,14	
			TOTAL PARTIDA.....			1,68

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D14AP001		m²	TECHO CONTÍNUO PLADUR TC/47/N-15			
			m². Falso techo formado por una estructura de perfiles de chapa de acero galvanizado a base de perfiles contínuos en forma de "U" de 47 mm. de ancho y separados entre ellos 600 mm., suspendidos del forjado por medio de "horquillas" especiales y varilla roscada, a la cual se atornilla una placa de yeso laminado Pladur tipo N de 15 mm. de espesor, incluso anclajes, tornillería, cintas y pastas para juntas. Totalmente terminado y listo para imprimar, pintar o decorar.			
U01AA505	0,42	Hr	Cuadrilla E	36,15	15,18	
U10JA003	1,05	M2	Placa Pladur N-15 mm.	1,72	1,81	
U14AP525	0,47	Kg	Pasta de juntas PLADUR	0,51	0,24	
U14AP530	1,89	Ml	Cinta de juntas PLADUR	0,03	0,06	
U14AP501	2,60	Ml	Perfil de techo cont.PLADUR T-47	0,49	1,27	
U14AP400	0,70	Ud	Perfil ang. PLADUR L-A-24-TC	0,74	0,52	
U14AP515	10,00	Ud	Tornillos PLADUR PM 3,9x25	0,01	0,10	
U14AP520	5,00	Ud	Tornillos PLADUR MM 3,5x9,5	0,07	0,35	
U14AP505	0,32	Ud	Pieza de empalme PLADUR T-47	0,13	0,04	
U14AP510	1,26	Ud	Horquilla de techo PLADUR T-47	0,20	0,25	
º	0,19	%	Costes indirectos..(s/total)	3,00	0,57	
			TOTAL PARTIDA.....			20,39

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTE EUROS con TREINTA Y NUEVE CÉNTIMOS

D14AP011		m²	TECHO CONTÍNUO PLADUR TC/47/WA-15			
			m². Falso techo formado por una estructura de perfiles de chapa de acero galvanizado a base de perfiles contínuos en forma de "U" de 47 mm. de ancho y separados entre ellos 600 mm., suspendidos del forjado por medio de "horquillas" especiales y varilla roscada, a la cual se atornilla una placa de yeso laminado Pladur tipo WA de 15 mm. de espesor, incluso anclajes, tornillería, cintas y pastas para juntas. Totalmente terminado y listo para imprimar, pintar o decorar.			
U01AA505	0,42	Hr	Cuadrilla E	36,15	15,18	
U10JA035	1,05	M2	Placa Pladur-WA 15 mm.	3,96	4,16	
U14AP525	0,47	Kg	Pasta de juntas PLADUR	0,51	0,24	
U14AP530	1,89	Ml	Cinta de juntas PLADUR	0,03	0,06	
U14AP501	2,60	Ml	Perfil de techo cont.PLADUR T-47	0,49	1,27	
U14AP400	0,70	Ud	Perfil ang. PLADUR L-A-24-TC	0,74	0,52	
U14AP515	10,00	Ud	Tornillos PLADUR PM 3,9x25	0,01	0,10	
U14AP520	5,00	Ud	Tornillos PLADUR MM 3,5x9,5	0,07	0,35	
U14AP505	0,32	Ud	Pieza de empalme PLADUR T-47	0,13	0,04	
U14AP510	1,26	Ud	Horquilla de techo PLADUR T-47	0,20	0,25	
º	0,23	%	Costes indirectos..(s/total)	3,00	0,69	
			TOTAL PARTIDA.....			22,86

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIDOS EUROS con OCHENTA Y SEIS CÉNTIMOS

D18AD004		m²	ALICATADO PLAQUETA GRES (BALDOSA 18 €/m²) (pasta)			
			m². Alicatado con plaqueta de gres especial (compacto, imitación mármol, etc... precio del material 18 euros/m²), en formato comercial, recibido con mortero de cemento y arena de miga 1/6, i/piezas especiales, formación de ingletes, rejuntado, limpieza y p.p. de costes indirectos, s/NTE-RPA-3.			
U01FU010	1,00	m²	Mano de obra colocación gres con pasta	14,00	14,00	
U01AA011	0,20	h	Peón suelto	17,12	3,42	
U18AD040	1,05	m²	Baldosa gres compacto (18 euros/m²)	18,00	18,90	
A01JF206	0,02	m³	MORTERO CEMENTO M5 CON ARENA DE MIGA	74,43	1,49	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	38,00	2,66	
			TOTAL PARTIDA.....			40,47

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA EUROS con CUARENTA Y SIETE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D19AA006A		m²	SOLERA PARA POSTERIOR PEGADO DE SOLADO			
			m². Solera para pegar un pavimento cerámico o similar, de 6 cm de espesor mínimo, realizada con mortero de cemento y arena de río 1/3 (M15), i/nivelación, maestreado y fratasado, s/NTE-RSS.			
U01FS550	1,00	m²	Mano de obra instalación solera i/ maq. auxiliar	3,50	3,50	
U04CA001	0,03	t	Cemento EN 197-1- CEM II/B-P 32,5 R Granel	125,61	3,77	
U04AA001	0,07	m³	Arena de río (0-5 mm)	23,20	1,62	
U04PY001	0,02	m³	Agua	1,65	0,03	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	9,00	0,63	
			TOTAL PARTIDA.....			9,55

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de NUEVE EUROS con CINCUENTA Y CINCO CÉNTIMOS

D19DD003F		m²	SOLADO DE GRES (18 €/m²) INTERIOR C 3 (cemento cola)			
			m². Solado de baldosa de gres (precio del material 18 euros/m²), en formato comercial, para interiores (resistencia al deslizamiento Rd s/ UNE-ENV 12633 para: a) zonas secas, CLASE 1 para pendientes menores al 6% y CLASE 2 para pendientes superiores al 6% y escaleras, b) zonas húmedas, CLASE 2 para pendientes menores al 6% y CLASE 3 para pendientes superiores al 6% y escaleras y piscinas), recibido con cemento cola Weber.col classic blanco, sobre base de mortero de cemento y arena de río 1/6 (incluido), i/piezas especiales, ejecución de cortes, rejuntado con mortero decorativo Weber col junta fina (< 3mm) y limpieza, s/ CTE BD SU y NTE-RSB-7.			
U01FU011	1,00	m²	Mano de obra colocación gres con cemento cola s/enfoscado	13,00	13,00	
U01AA011	0,20	h	Peón suelto	17,12	3,42	
D19AA006A	1,00	m²	SOLERA PARA POSTERIOR PEGADO DE SOLADO	9,55	9,55	
U18AD004	1,05	m²	Plaqueta gres (18 euros/m²)	18,00	18,90	
U18AZ012	9,00	kg	weber.col classic blanco	0,18	1,62	
U18AZ100	2,20	kg	weber.col junta fina coloreado hasta 3 mm	1,13	2,49	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	49,00	3,43	
			TOTAL PARTIDA.....			52,41

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCUENTA Y DOS EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS

D19DD050		m²	SOLADO GRES ANTIDESLIZANTE 31x31 C 3			
			m². Solado de baldosa de gres antideslizante 31x31 cm, para exteriores o interiores (resistencia al deslizamiento Rd>45 s/ UNE-ENV 12633 CLASE 3), recibido con mortero de cemento y arena de río M5 según UNE-EN 998-2, i/cama de 2 cm de arena de río, p.p. de rodapie del mismo material de 7 cm, rejuntado y limpieza, s/ CTE BD SU y NTE-RSB-7.			
U01FS010	1,00	m²	Mano obra solado gres	14,00	14,00	
U01AA011	0,20	h	Peón suelto	17,12	3,42	
U18AD050	1,05	m²	Baldosa gres antideslizante 31x31 cm	12,00	12,60	
U18AJ605	1,15	m	Rodapié gres 7 cm	3,00	3,45	
A01JF006	0,03	m³	MORTERO CEMENTO M5	79,60	2,39	
U04AA001	0,02	m³	Arena de río (0-5 mm)	23,20	0,46	
U04CF006	0,01	ud	Cemento blanco BL-II/B-L 42,5 R UNE 80305 sacos 25 kg	6,45	0,06	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	36,00	2,52	
			TOTAL PARTIDA.....			38,90

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TREINTA Y OCHO EUROS con NOVENTA CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D19WA001		m²	PAVIM. MONOLÍTICO CUARZO GRIS NATURAL			
			m². Suministro y puesta en obra del Pavimento Monolítico de Cuarzo en color gris natural MASTERTOP 100, sobre solera o forjado de hormigón en fresco, incluyendo el replanteo de solera, encofrado y desencofrado, extendido del hormigón; regleado y nivelado de solera; incorporación de capa de rodadura MASTERTOP 100 o similar mediante espolvoreo (rendimiento 5,0/kgm²); fratasado mecánico, alisado y pulimentado; curado del hormigón con el líquido incoloro MASTERKURE 130 o similar (rendimiento 0,15 kg/m²); p.p. aserrado de juntas de retracción con disco de diamante y sellado con la masilla elástica MASTERFLEX 700 GP Fluido o similar. No se incluye el suministro de hormigón, barrera de vapor, mallazo ni fibras metálicas.			
U01AA504	0,10	h	Cuadrilla D	44,71	4,47	
U18WA001	5,00	kg	Pavimento Monolítico MASTERTOP 100 gris natural	0,67	3,35	
U18WA101	0,15	kg	Líquido de curado MASTERKURE 130	6,51	0,98	
U18WA115	0,30	m	Sellado juntas retracción pavimento 4 mm	5,28	1,58	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	10,00	0,70	
			TOTAL PARTIDA.....			11,08

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con OCHO CÉNTIMOS

D20CA410		ud	PUERTA PASO LISA EN BLOCK LACADA			
			ud. Puerta de paso ciega en Block con hoja lisa sin molduras y acanaladuras en forma de pico de pájaro, lacada en blanco de medidas de hoja/s 825/725/625 x 2030 x 35 mm. Precerco en madera de pino de 70x35 mm, cerco visto de 70x30 mm, tapajuntas de 70x12 mm. Con 4 pernios de latón con remate, picaporte 6137/BC/50/HL y manivela con placa. Totalmente montada, mecanizada y lacada, incluso en p.p. de medios auxiliares.			
U01FV010	0,90	h	Oficial 1ª carpintero	20,00	18,00	
U01FV015	0,45	h	Ayudante carpintero	18,00	8,10	
U19AA010	1,00	ud	Precerco pino 2ª 7x3,5 cm	16,25	16,25	
U19IA100	1,00	ud	Block puerta paso lisa lacada	263,25	263,25	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	306,00	21,42	
			TOTAL PARTIDA.....			327,02

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRESCIENTOS VEINTISIETE EUROS con DOS CÉNTIMOS

D22GA005		m²	VENTANA PVC BLANCO ABATIBLE			
			m². Ventana en hojas abatibles y una de ellas también con apertura oscilobatiente, de carpintería de PVC de perfiles multicámaras, con canal de herraje de 16 mm, modelo Eurofutur Elegance de Kommerling con un ancho de marco de 70 mm y con un ancho de hoja de 70 mm en hoja retranqueada, y 82 mm en semienrasada, medida del frente de 118 mm, con sistema de cierre hermético de doble junta, para un acristalamiento de hojas retranqueadas de 39 mm y semi-enrasadas hasta 47 mm, en color blanco, mainel para persiana, herrajes de colgar, p.p. de cerradura Tesa o similar y costes indirectos. Homologada con Clase 4 en el ensayo de permeabilidad al aire según norma UNE-EN 1026:2000, clase E900 según UNE-EN 1027:2000 en estanqueidad al agua y C5 en resistencia a la carga de viento. La transmitancia máxima del marco es de 0,9 W/m² K y cumple en las zonas A, B, C, D y E, según el CTE/DB-HE 1. No incluido vidrios, acristalamiento.			
U01FX001	0,24	h	Oficial cerrajería	19,00	4,56	
U01FX003	0,12	h	Ayudante cerrajería	17,50	2,10	
U21DA405	1,50	m²	Puerta abatible s/v 2 hojas PVC blanco	227,49	341,24	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	348,00	24,36	
			TOTAL PARTIDA.....			372,26

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRESCIENTOS SETENTA Y DOS EUROS con VEINTISEIS CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D22GA007		m²	PUERTA PVC BLANCO ABATIBLE >1,80 m²			
			m². Puerta en 2 hojas abatibles, de carpintería de PVC de perfiles multicámaras, con canal de herraje de 16 mm, (superficie mayor de 1,80 m²), modelo Eurofutur Elegance de Kommerling con un ancho de marco de 70 mm y con un ancho de hoja de 70 mm en hoja retranqueada, y 82 mm en semienrasada, medida del frente de 118 mm, con sistema de cierre hermético de doble junta, para un acristalamiento de hojas retranqueadas de 39 mm y semi-enrasadas hasta 47 mm, en color blanco, mainel para persiana, herrajes de colgar, p.p. de cerradura Tesa o similar y costes indirectos. Homologada con Clase 4 en el ensayo de permeabilidad al aire según norma UNE-EN 1026:2000, clase E900 según UNE-EN 1027:2000 en estanqueidad al agua y C5 en resistencia a la carga de viento. La transmitancia máxima del marco es de 0,9 W/m² K y cumple en las zonas A, B, C, D y E, según el CTE/DB-HE 1. No incluido vidrios, acristalamiento.			
U01FX001	0,24	h	Oficial cerrajería	19,00	4,56	
U01FX003	0,12	h	Ayudante cerrajería	17,50	2,10	
U21DA405	1,00	m²	Puerta abatible s/v 2 hojas PVC blanco	227,49	227,49	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	234,00	16,38	
				TOTAL PARTIDA.....		250,53

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS CINCUENTA EUROS con CINCUENTA Y TRES CÉNTIMOS

D23AF015		ud	PUERTA SECCIONAL ROPER DE 3000x3000 mm BLANCA			
			ud. Puerta seccional ROPER de medidas exteriores 3000x3000 mm con hoja fabricada en panel sándwich en color blanco de 40 mm de espesor. Se emplea para su fabricación chapa prelacada sobre acero galvanizado, según la norma EN-10142. El interior del panel está compuesto de poliuretano expandido con una densidad media de 40 kg/m³, exento de CFCy HCFC. Guías verticales de chapa o tubo y dintel de chapa o tubos con placas, accionada mecánicamente mediante muelle/es de torsión fijados al dintel/tubo que giran dos tambores donde se bobina el cable que va fijado a la parte inferior de la hoja. Esta hoja corre mediante unas roldanas, por unas guías metálicas hasta quedar en horizontal. Opcionalmente se podrán inclinar las guías de tal modo que se adapten a la pendiente del techo dentro de lo posible. El accionamiento manual de la puerta puede ser sustituido mediante la colocación de un equipo eléctrico. El perímetro de la hoja queda cerrado mediante la colocación de burletes de goma quedando el interior "semiestanco". No se incluye en el precio el recibido en obra de la puerta.			
U22AA272	1,00	ud	Puerta de garaje seccional ROPER 3000x3000 mm blanca	1.473,00	1.473,00	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	1.473,00	103,11	
				TOTAL PARTIDA.....		1.576,11

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL QUINIENTOS SETENTA Y SEIS EUROS con ONCE CÉNTIMOS

D23AF305		ud	EQUIPO ELECTROMECÁNICO SECCIONAL			
			ud. Equipo electromecánico de tracción al techo para apertura y cierre automático de puerta seccional, sistema de cadena fija y motor deslizable con unión mecánica por medio de brazo curvo a puerta; con apertura manual mediante llave exterior o tirador interior.			
U01FX001	6,00	h	Oficial cerrajería	19,00	114,00	
U22AA360	1,00	ud	Equipo electromecánico seccional	704,81	704,81	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	819,00	57,33	
				TOTAL PARTIDA.....		876,14

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHOCIENTOS SETENTA Y SEIS EUROS con CATORCE CÉNTIMOS

D23AM010		ud	PUERTA MULTIUSO ROPER LP 1 HOJA DE 900x2100 mm BLANCA			
			ud. Puerta batiente ROPER de 1 hoja de 900x2100 mm, fabricada en chapa prelacada en color RAL 9010. El marco de chapa galvanizada de espesor 0,8 mm para los marcos STD y Z y de 1 mm para el MC-50. La hoja se compone de dos chapas de acero galvanizado de espesor hasta 0,5 mm, unidas entre sí mediante tornillería y clinchado y rellenas con panel de nido de abeja en toda su extensión. Bisagras de acero galvanizado. La cerradura va embutida en la hoja y es reversible. El conjunto se suministra sin montar y está compuesto por un juego de manillas con escudo de bocallave y bombillo de 70 mm. Esta puerta está especialmente pensada para ser usada en trasteros, sótanos, colegios, salas de máquinas, etc... No se incluye en el precio el recibido en obra de la puerta.			
U22AA062	1,00	ud	Puerta Multiuso ROPER LP 1 hoja - 900x2100 mm	139,00	139,00	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	139,00	9,73	
				TOTAL PARTIDA.....		148,73

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO CUARENTA Y OCHO EUROS con SETENTA Y TRES CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D23AM020		ud	PUERTA MULTIUSO ROPER LP 2 HOJA DE 1350x2100 mm BLANCA			
			ud. Puerta batiente ROPER de 2 hojas de 1350x2100 mm, fabricada en chapa prelacada en color RAL 9010. El marco de chapa galvanizada de espesor 0,8 mm para los marcos STD y Z y de 1 mm para el MC-50. Las hojas se componen de dos chapas de acero galvanizado cada una de ellas de espesor hasta 0,5 mm, unidas entre sí mediante tornillería y clinchado y rellenas con panel de nido de abeja en toda su extensión. Bisagras de acero galvanizado. La cerradura va embutida en la hoja y es reversible. El conjunto se suministra sin montar y está compuesto por un juego de manillas con escudo de bocallave y bombillo de 70 mm. Esta puerta está especialmente pensada para ser usada en trasteros, sótanos, colegios, salas de máquinas, etc... No se incluye en el precio el recibido en obra de la puerta.			
U22AA070	1,00	ud	Puerta Multiuso ROPER LP 2 hoja - 1350x2100 mm	397,00	397,00	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	397,00	27,79	
			TOTAL PARTIDA.....			424,79

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATROCIENTOS VEINTICUATRO EUROS con SETENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

D23AN305		m²	PUERTA CANCELA CORREDERA			
			m². Puerta cancela de valla para acceso de vehículos, en hoja de corredera tipo, sin guía superior y con pórtico lateral de sustentación y tope de cierre, fábricada a base de perfiles de tubo rectangular con roldana de contacto, guía inferior con perfil U.P.N. 100 y cuadradillo macizo de 25x25 mm, ruedas torneadas de 200 mm de diámetro con rodamiento de engrase permanente, incluso p.p. de cerrojo de enclavamiento al suelo, zócalo de chapa grecada galvanizada y prelacada en módulos de 200 mm, montados a compresión y el resto de tubo rectangular de 50x20x1,5 mm, totalmente montada y en funcionamiento.			
U01FX001	0,50	h	Oficial cerrajería	19,00	9,50	
U01FX003	0,50	h	Ayudante cerrajería	17,50	8,75	
U22AD305	1,00	m²	Puerta corredera cancela	99,19	99,19	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	117,00	8,19	
			TOTAL PARTIDA.....			125,63

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO VEINTICINCO EUROS con SESENTA Y TRES CÉNTIMOS

D23AN525		ud	EQUIPO ELÉCTRICO CORREDERA			
			ud. Equipo electromecánico para apertura y cierre automático de puerta de hoja corredera tipo, mediante tracción mecánica por cremallera, compuesto por motorreductor, cuadro de maniobras, célula fotoeléctrica y emisor monocanal, totalmente instalado y en funcionamiento.			
U01FX001	6,00	h	Oficial cerrajería	19,00	114,00	
U22AA375	1,00	ud	Equipo electromecánico corredera	1.349,65	1.349,65	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	1.464,00	102,48	
			TOTAL PARTIDA.....			1.566,13

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL QUINIENTOS SESENTA Y SEIS EUROS con TRECE CÉNTIMOS

D23IA005		m	BARANDA ESCALERA TUBO ACERO			
			m. Barandilla de escalera de 90 cm de altura, con pasamanos de 50x40 mm, pilastras de 40x40 mm, cada 70 cm, barandal superior a 12 cm del pasamanos e inferior a 3 cm, en perfil de 40x40 mm, y barrotes verticales de 30x15 mm a 10 cm.			
U01FX001	0,10	h	Oficial cerrajería	19,00	1,90	
U01FX003	0,10	h	Ayudante cerrajería	17,50	1,75	
U22AI101	1,00	m	Baranda escalera hierro tubo	79,86	79,86	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	84,00	5,88	
			TOTAL PARTIDA.....			89,39

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHENTA Y NUEVE EUROS con TREINTA Y NUEVE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D23PA101		ud	ESCALERA METÁLICA PELDAÑOS CHAPA			
			ud. Escalera metálica recta de 1,00m de ancho total, para una planta de altura libre 3m, formada por dos zancas de IPN 160, peldaños de chapa estriada de 5mm de espesor con bocel de 5cm y barandilla metálica realizada con tubos rectangulares (barandilla no incluida en esta valoracion), totalmente instalada.			
U01AA007	2,00	h	Oficial primera	19,03	38,06	
U01AA009	2,00	h	Ayudante	17,36	34,72	
U01FX001	2,50	h	Oficial cerrajería	19,00	47,50	
D05AA005	179,00	kg	ACERO S275 EN ZANCAS ESCALERAS	3,65	653,35	
U22XA031	6,25	m²	Chapa estriada 4/6 mm	80,69	504,31	
D23IA005	6,50	m	BARANDA ESCALERA TUBO ACERO	89,39	581,04	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	1.859,00	130,13	
			TOTAL PARTIDA.....			1.989,11

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL NOVECIENTOS OCHENTA Y NUEVE EUROS con ONCE CÉNTIMOS

D24CAA005		m²	VIDRIO SEGURIDAD STADIP 44.1 INCOLORO/TRASLUCIDO (2B2)			
			m². Acristalamiento de vidrio laminar de seguridad STADIP compuesto por dos vidrios de 4 mm de espesor unidos mediante lámina de butiral de polivinilo incolora de 0,38 mm, clasificado 2B2 según UNE-EN 12600, fijado sobre carpintería con acuñado mediante calzos de apoyo perimetrales y laterales y sellado en frío con silicona neutra, incluso colocación de junquillos, según UNE 85222:1985.			
U01FZ303	0,75	h	Oficial 1ª vidriería	18,50	13,88	
U23CAA005	1,01	m²	Vidrio laminar seguridad STADIP 44.1 PVB color (básicos)	46,41	46,87	
U23OV511	7,00	m	Sellado con silicona neutra	0,65	4,55	
U23OV520	1,00	ud	Materiales auxiliares	1,15	1,15	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	66,00	4,62	
			TOTAL PARTIDA.....			71,07

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SETENTA Y UN EUROS con SIETE CÉNTIMOS

D26DJ005		ud	PLATO DE DUCHA TERRAN DE RESINA 100x70x26			
			ud. Plato de ducha de resina extraplano en medida standard de Roca o similar, modelo Terran sin marco de 100x70x26 cm, con superficie texturizada antideslizante y mezclador de ducha para empotrar de Roca o similar, modelo Monodín cromado o similar, rejilla y válvula desagüe sifónica con salida de 40 mm, totalmente instalado.			
U01AA007	1,00	h	Oficial primera	19,03	19,03	
U01AA009	1,00	h	Ayudante	17,36	17,36	
U01FY105	0,80	h	Oficial 1ª fontanero	19,00	15,20	
U27DJ005	1,00	ud	Plato de ducha resina Terran 100x70x26 cm	280,00	280,00	
U27DJ100	1,00	ud	Rejilla desagüe Terran	6,62	6,62	
U26GA211	1,00	ud	Mezclador ducha Monodín cromado	116,97	116,97	
U25XC505	1,00	ud	Válvula desagüe ducha D=90	29,42	29,42	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	485,00	33,95	
			TOTAL PARTIDA.....			518,55

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de QUINIENTOS DIECIOCHO EUROS con CINCUENTA Y CINCO CÉNTIMOS

D26FD001		ud	LAVABO VICTORIA BLANCO GRIFERÍA VICTORIA PLUS			
			ud. Lavabo de Roca o similar, modelo Victoria de 52x41 cm con pedestal en blanco, con mezclador de lavabo modelo Victoria Plus o similar, válvula de desagüe de 32 mm, llave de escuadra de 1/2" cromada, sifón individual PVC 40 mm y latiguillo flexible de 20 cm, totalmente instalado.			
U01FY105	1,00	h	Oficial 1ª fontanero	19,00	19,00	
U27FD001	1,00	ud	Lavabo Victoria 52x41 pedestal blanco	77,48	77,48	
U26GA323	1,00	ud	Mezclador lavabo Victoria	56,28	56,28	
U25XC101	1,00	ud	Válvula recta lavabo/bide c/tapa	2,85	2,85	
U26AG001	2,00	ud	Llave de escuadra 1/2" cromada c/mando	4,97	9,94	
U26XA001	1,00	ud	Latiguillo flexible de 20 cm	2,10	2,10	
U25XC401	1,00	ud	Sifón tubular s/horizontal	3,74	3,74	
U26XA011	1,00	ud	Florón cadenilla tapón	2,55	2,55	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	174,00	12,18	
			TOTAL PARTIDA.....			186,12

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO OCHENTA Y SEIS EUROS con DOCE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D26LD001		ud	INODORO VICTORIA TANQUE BAJO BLANCO			
			ud. Inodoro de Roca o similar, modelo Victoria de tanque bajo en blanco, con asiento pintado en blanco y mecanismos, llave de escuadra 1/2" cromada, latiguillo flexible de 20 cm, empalme simple PVC de 110 mm, totalmente instalado.			
U01FY105	1,50	h	Oficial 1ª fontanero	19,00	28,50	
U27LD011	1,00	ud	Inodoro Victoria tanque bajo blanco	213,34	213,34	
U26AG001	1,00	ud	Llave de escuadra 1/2" cromada c/mando	4,97	4,97	
U26XA001	1,00	ud	Latiguillo flexible de 20 cm	2,10	2,10	
U25AA005	0,70	m	Tubería PVC evacuación Adequa 90 mm UNE EN 1329	9,43	6,60	
U25DD005	1,00	ud	Manguito unión h-h PVC Adequa 90 mm	5,53	5,53	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	261,00	18,27	
			TOTAL PARTIDA.....			279,31

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS SETENTA Y NUEVE EUROS con TREINTA Y UN CÉNTIMOS

D34AA010		ud	EXTINTOR POLVO ABC 9 kg EF 34A-144B			
			ud. Extintor de polvo ABC con eficacia 34A-144B para extinción de fuego de materias sólidas, líquidas, productos gaseosos e incendios de equipos eléctricos, de 9 kg. de agente extintor con soporte, manómetro y boquilla con difusor según norma UNE-23110, totalmente instalado según CTE/DB-SI 4. Certificado por AENOR.			
U01AA011	0,30	h	Peón suelto	17,12	5,14	
U35AA010	1,00	ud	Extintor polvo ABC 9 kg	44,98	44,98	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	50,00	3,50	
			TOTAL PARTIDA.....			53,62

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCUENTA Y TRES EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS

D34AA310		ud	EXTINTOR NIEVE CARBÓNICA 5 kg EF 34B			
			ud. Extintor de nieve carbónica CO2 con eficacia 34B para extinción de fuego de materias sólidas, líquidas, e incendios de equipos eléctricos, de 5 kg de agente extintor con soporte y manguera con difusor según CTE/DB-SI 4, totalmente instalado.			
U01AA011	0,10	h	Peón suelto	17,12	1,71	
U35AA310	1,00	ud	Extintor nieve carbónica 5 kg	107,80	107,80	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	110,00	7,70	
			TOTAL PARTIDA.....			117,21

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO DIECISIETE EUROS con VEINTIUN CÉNTIMOS

D34FA405		ud	DETECTOR ÓPTICO DE HUMOS			
			ud. Detector óptico de humos con zócalo intercambiable, indicador de funcionamiento y alarma con un radio de acción de 60 m², según CTE/DB-SI 4, certificado AENOR totalmente instalado i/p.p. de tubos y cableado. y piloto indicador de alarma, totalmente instalado.			
U01FY630	2,30	h	Oficial primera electricista	18,60	42,78	
U01FY635	2,30	h	Ayudante electricista	17,40	40,02	
U35FA405	1,00	ud	Detector óptico humos	46,88	46,88	
U30JW001	32,00	m	Conductor rígido 750V;1,5(Cu)	0,42	13,44	
U30JWC201	15,00	m	Tubo rígido blindado negro roscable D=20 mm canl. superficiales	0,69	10,35	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	153,00	10,71	
			TOTAL PARTIDA.....			164,18

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO SESENTA Y CUATRO EUROS con DIECIOCHO CÉNTIMOS

D34FG005		ud	PULSADOR DE ALARMA REARMABLE			
			ud. Pulsador de alarma tipo rearmable, con tapa de plástico basculante totalmente instalado, i/p.p. de tubos y cableado, conexionado y probado, según CTE/DB-SI 4.			
U01FY630	2,30	h	Oficial primera electricista	18,60	42,78	
U01FY635	2,30	h	Ayudante electricista	17,40	40,02	
U35FG005	1,00	ud	Pulsador alarma rearmable	15,98	15,98	
U30JW001	32,00	m	Conductor rígido 750V;1,5(Cu)	0,42	13,44	
U30JWC201	15,00	m	Tubo rígido blindado negro roscable D=20 mm canl. superficiales	0,69	10,35	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	123,00	8,61	
			TOTAL PARTIDA.....			131,18

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO TREINTA Y UN EUROS con DIECIOCHO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D34FG205		ud	SIRENA ELECTRÓNICA BITONAL 24 v			
			ud. Sirena de alarma de incendios bitonal, para montaje interior con señal óptica y acústica a 24v, totalmente instalada, i/p.p. tubo y cableado, conexionado y probado, según CTE/DB-SI 4.			
U01FY630	3,00	h	Oficial primera electricista	18,60	55,80	
U01FY635	3,00	h	Ayudante electricista	17,40	52,20	
U35FG205	1,00	ud	Sirena electrónica bitonal 24 V	54,34	54,34	
U30JW001	42,00	m	Conductor rígido 750V;1,5(Cu)	0,42	17,64	
U30JWC201	20,00	m	Tubo rígido blindado negro roscable D=20 mm canl. superficiales	0,69	13,80	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	194,00	13,58	
			TOTAL PARTIDA.....			207,36

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS SIETE EUROS con TREINTA Y SEIS CÉNTIMOS

D34FG405		ud	SIRENA ALARMA EXTERIOR			
			ud. Cuadro de alarma exterior óptico/acústico con sirena y piloto a 24v, autoprotegible, autoalimentada y juego de baterías (2x12v), i/p.p. tubos y cableado, conexionada y probada, según CTE/DB-SI 4.			
U01FY630	3,00	h	Oficial primera electricista	18,60	55,80	
U01FY635	3,00	h	Ayudante electricista	17,40	52,20	
U35FG405	1,00	ud	Sirena alarma exterior	86,39	86,39	
U35FG700	2,00	ud	Batería 12V/1,90A	24,31	48,62	
U30JW001	42,00	m	Conductor rígido 750V;1,5(Cu)	0,42	17,64	
U30JWC201	20,00	m	Tubo rígido blindado negro roscable D=20 mm canl. superficiales	0,69	13,80	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	274,00	19,18	
			TOTAL PARTIDA.....			293,63

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS NOVENTA Y TRES EUROS con SESENTA Y TRES CÉNTIMOS

D34MA005		ud	SEÑAL LUMINISCENTE EXTINCIÓN INCENDIOS			
			ud. Señal luminiscente para elementos de extinción de incendios (extintores, bies, pulsadores....) de 297x210 por una cara en pvc rígido de 2 mm de espesor, totalmente instalada, según norma UNE 23033 y CTE/DB-SI 4.			
U01AA009	0,15	h	Ayudante	17,36	2,60	
U35MA005	1,00	ud	Placa señaliz.plástic.297x210	12,00	12,00	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	15,00	1,05	
			TOTAL PARTIDA.....			15,65

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de QUINCE EUROS con SESENTA Y CINCO CÉNTIMOS

D34MA010		ud	SEÑAL LUMINISCENTE EVACUACIÓN			
			ud. Señal luminiscente para indicación de la evacuación (salida, salida emergencia, direccionales, no salida....) de 297x148mm por una cara en pvc rígido de 2mm de espesor, totalmente montada según norma UNE 23033 y CTE/DB-SI 4.			
U01AA009	0,15	h	Ayudante	17,36	2,60	
U35MC005	1,00	ud	Pla.salida emer.297x148	10,00	10,00	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	13,00	0,91	
			TOTAL PARTIDA.....			13,51

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRECE EUROS con CINCUENTA Y UN CÉNTIMOS

D35AC010		m²	PINTURA PLÁSTICA COLOR CALIDAD NORMAL			
			m². Pintura plástica color lisa PROCOLOR mix o similar, lavable dos manos, en paramentos verticales y horizontales poco irregulares i/lijado y emplastecido en zonas necesarias muy visibles, con AGUAPLAST STANDAR, y acabado.			
U01FZ101	0,05	h	Oficial 1ª pintor	18,50	0,93	
U01FZ105	0,05	h	Ayudante pintor	17,00	0,85	
U36CA001	0,50	kg	Pintura plástica mate color Procolor mix	5,62	2,81	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	5,00	0,35	
			TOTAL PARTIDA.....			4,94

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATRO EUROS con NOVENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
D36BG001		m³	TERRAPLENADO TERRENO EXCAVACIÓN			
			m³. Terraplén formado con suelos procedentes de la excavación, incluso extendido, humectación y compactado hasta el 100% P.N. utilizando rodillo vibratorio.			
U01AA006	0,01	h	Capataz	21,00	0,21	
U01AA011	0,04	h	Peón suelto	17,12	0,68	
U37BE105	0,01	h	Mononiveladora 130 CV.	28,81	0,29	
U37BE310	0,02	h	Compactador neumát.autop.100CV.	18,39	0,37	
U37BE455	0,02	h	Camión cisterna	17,11	0,34	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	2,00	0,14	
			TOTAL PARTIDA.....			2,03

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS EUROS con TRES CÉNTIMOS

D36GD500		m²	PAVIMENTO MBC 6 cm (CAPA RODADURA POROSA) PA 16			
			m². Pavimento de 6 cm de espesor a base de mezcla bituminosa en caliente porosa tipo PA 16, para una distancia máxima de 40-50 km de la planta.			
U01AA011	0,03	h	Peón suelto	17,12	0,51	
U39EA265	1,00	m²	Pavimento MBC 6 cm PA 16 PMB 45/80-65	9,56	9,56	
U39AI008	0,05	h	Extendedora aglomerado	79,98	4,00	
U39AC007	0,10	h	Compactador neumát.autp.100CV	32,00	3,20	
U39AH025	0,01	h	Camión bañera 200 CV	26,00	0,26	
U39DA001	0,01	t	Betún asfáltico B 40/50	309,92	3,10	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	21,00	1,47	
			TOTAL PARTIDA.....			22,10

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIDOS EUROS con DIEZ CÉNTIMOS

E07RC010		m²	RECIBIDO CERCOS EN TABIQUES C/YESO			
			m². Recibido y aplomado de cercos o precercos de cualquier material en tabiques, utilizando pasta de yeso negro, totalmente colocado y aplomado. Incluso material auxiliar, limpieza y medios auxiliares.			
O01OA030	0,31	h.	Oficial primera	18,00	5,58	
O01OA050	0,31	h.	Ayudante	14,77	4,58	
P01UC030	0,11	kg	Puntas 20x100	3,50	0,39	
A01A030	0,01	m3	PASTA DE YESO NEGRO	64,15	0,64	
			TOTAL PARTIDA.....			11,19

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con DIECINUEVE CÉNTIMOS

E07RE010		m	RECIBIDO BARANDILLA MET./MAD. ESCALERA MORT.			
			m. Recibido de barandilla metálica o de madera en escaleras interior, con mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N y arena de río tipo M-10, o realizando anclajes específicos sobre los peldaños, totalmente colocada y aplomada, i/apertura y tapado de huecos para garras, material auxiliar, limpieza y medios auxiliares. Según RC-08.			
O01OA030	0,40	h.	Oficial primera	18,00	7,20	
O01OA060	0,40	h.	Peón especializado	7,55	3,02	
A02A060	0,05	m3	MORTERO CEMENTO M-10	54,36	2,72	
			TOTAL PARTIDA.....			12,94

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOCE EUROS con NOVENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
E15VAG020		m	CIERRE DE MALLA GALVANIZADA SIMPLE TORSIÓN 40/14 h=1,50 m.			
			m. Cierre de 1,50 m. de altura, realizado con malla simple torsión galvanizada en caliente de trama 40/14 y postes de tubo de acero galvanizado por inmersión de 48 mm. de diámetro, p.p. de postes de esquina, jabalcones, torna-puntas, tensores, grupillas y accesorios, montada i/replanteo y recibido de postes con hormigón HM-20/P/20/I de central, así como todos los medios y elementos necesarios para la perfecta realización de estos trabajos. Total-mente terminado.			
O01OA090	0,25	h.	Cuadrilla A	40,77	10,19	
P13VS010	1,50	m2	Malla S/T galv.cal. 40/14 STD	0,78	1,17	
P13VP080	0,03	ud	Poste galv. D=48 h=1,5 m. inter.	3,28	0,10	
P13VP070	0,08	ud	Poste galv. D=48 h=1,5 m.escuadra	4,45	0,36	
P13VP090	0,08	ud	Poste galv. D=48 h=1,5 m.jabalcón	4,11	0,33	
P13VP100	0,08	ud	Poste galv. D=48 h=1,5 m. torna.	3,06	0,24	
P01HM010	0,01	m3	Hormigón HM-20/P/20/I central	37,64	0,38	
			TOTAL PARTIDA.....			12,77

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOCE EUROS con SETENTA Y SIETE CÉNTIMOS

E17BD100		ud	RED EQUIPOTENCIAL BAÑO			
			Red equipotencial en cuarto de baño realizada con conductor de 4 mm2, conectando a tierra todas las canalizacio-nes metálicas existentes y todos los elementos conductores que resulten accesibles según R.E.B.T.			
O01OB200	0,75	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	12,49	
O01OB220	0,75	h.	Ayudante electricista	15,57	11,68	
P15GA030	6,00	m.	Cond. rígi. 750 V 4 mm2 Cu	0,52	3,12	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			28,54

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIOCHO EUROS con CINCUENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

E17CBL070		ud	CAJA I.C.P.(4P)			
			Caja I.C.P. (4p) doble aislamiento, de empotrar, precintable y homologada por la compañía eléctrica.			
O01OB200	0,15	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	2,50	
P15FA020	1,00	ud	Caja para ICP (4p), s> 10	7,55	7,55	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			11,30

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con TREINTA CÉNTIMOS

E17CI080		m.	DERIVACIÓN INDIVIDUAL 5x25 mm2			
			Derivación individual 5x25 mm2 (línea que enlaza el contador con su dispositivo privado de mando y protección), bajo tubo de PVC rígido D=29, M 40/gp5, conductores de cobre de 25 mm2 y aislamiento tipo RZ1-K 0,6/1 kV li-bre de halógenos, en sistema trifásico con neutro, más conductor de protección y conductor de conmutación para doble tarifa de Cu 1,5 mm2 y color rojo. Incluyendo elementos de fijación y conexionado.			
O01OB200	0,25	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	4,16	
O01OB210	0,25	h.	Oficial 2ª electricista	15,57	3,89	
P15AI040	5,00	m.	C.aisl.l.halóg.RZ1-k 0,6/1kV 1x25mm2 Cu	3,86	19,30	
P15AI340	1,00	m.	C.a.l.halóg.ESO7Z1-k(AS) H07V 1,5mm2 Cu	0,45	0,45	
P15GD020	1,00	m.	Tubo PVC ríg. der.ind. M 40/gp5	0,66	0,66	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			29,71

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTINUEVE EUROS con SETENTA Y UN CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
E17MCC010		ud	PUNTO LUZ SENCILLO BJC IRIS			
			Punto de luz sencillo realizado con tubo PVC corrugado de M 20/gp5 y conductor rígido de 1,5 mm2 de Cu., y aislamiento VV 750 V., incluyendo caja de registro, caja de mecanismo universal con tornillos, interruptor unipolar BJC Iris o similar y marco respectivo, instalado.			
O01OB200	0,40	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	6,66	
O01OB220	0,40	h.	Ayudante electricista	15,57	6,23	
P15GB010	8,00	m.	Tubo PVC corrugado M 20/gp5	0,17	1,36	
P15GA010	16,00	m.	Cond. rígi. 750 V 1,5 mm2 Cu	0,20	3,20	
P15GK050	1,00	ud	Caja mecan. empotrar enlazable	0,28	0,28	
P15MHC010	1,00	ud	Interruptor BJC Iris y marco	7,54	7,54	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			26,52

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTISEIS EUROS con CINCUENTA Y DOS CÉNTIMOS

E17MCC080		ud	TOMA TELÉFONO BJC IRIS			
			Toma de teléfono realizada con tubo PVC corrugado de M 20/gp5 y guía de alambre galvanizado, para instalación de línea telefónica, incluyendo caja de registro, caja de mecanismo universal con tornillos, toma de teléfono de 4 contactos BJC Iris o similar, instalada.			
O01OB200	0,45	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	7,49	
O01OB220	0,45	h.	Ayudante electricista	15,57	7,01	
P15GB010	6,00	m.	Tubo PVC corrugado M 20/gp5	0,17	1,02	
P15GK050	1,00	ud	Caja mecan. empotrar enlazable	0,28	0,28	
P15MHC090	1,00	ud	Toma teléfono BJC Iris o similar	11,09	11,09	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			28,14

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIOCHO EUROS con CATORCE CÉNTIMOS

E18GLA020		ud	BLOQUE AUT.EMER.100 Lúm.LEGRAND C3			
			Luminaria de emergencia autónoma Legrand tipo C3 o similar, IP424 clase II de 100 lúm., con lámparas fluorescente, fabricada según normas EN 60598-2-22, UNE 20392-93 (fluo), autonomía superior a 1 hora. Con certificado de ensayo (LCOE) y marca N de producto certificado, para instalación saliente o empotrable sin accesorios. Cumple con las Directivas de compatibilidad electromagnéticas y baja tensión, de obligado cumplimiento. Alimentación 230 V. 50/60 Hz. Acumuladores estancos Ni-Cd, alta temperatura, recambiables, materiales resistentes al calor y al fuego. 2 Leds de señalización con indicador de carga de los acumuladores, puesta en marcha por telemando, con bornes protegidas contra conexión accidental a 230 V. Instalado incluyendo replanteo, accesorios de anclaje y conexionado.			
O01OB200	0,60	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	9,99	
P16ELA020	1,00	ud	Emergencia Legrand C3 fl. 100 lm. 1 h.	43,07	43,07	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			54,31

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCUENTA Y CUATRO EUROS con TREINTA Y UN CÉNTIMOS

E18IDA140		ud	PLAFÓN ESTANCO REDONDO CRISTAL 60 W.			
			Plafón con visera para montaje en techo o en pared de aluminio lacado y vidrio templado esmerilado y estirado en la parte interior, rejilla metálica y junta de estanqueidad, con lámpara estándar de 60 W. Grado de protección IP54/clase I. Con lámpara. Instalado, incluyendo replanteo, accesorios de anclaje y conexionado.			
O01OB200	0,30	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	5,00	
P16BK140	1,00	ud	Plafón estanco red.cristal i/lámp. 100W.	21,90	21,90	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			28,15

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIOCHO EUROS con QUINCE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
E18IDP177		ud	PROYECT.CILINDR.MASTERCOL.150W.G12			
			Proyector cilíndrico orientable en color blanco o gris metalizado de alta gama, para 1 lámpara de halogenuros metálicos de 1 terminal Mastercolour de 150W., casquillo G12. El proyector está constituido por una carcasa cilíndrica de aluminio con la parte delantera que envuelve el alojamiento de la lámpara de policarbonato semitransparente y lleva una óptica de aluminio que puede ser de haz estrecho (6º y 12º), medio (24º y 36º) o extensivo (60º). Vidrio de protección y equipo eléctrico incorporado. El proyector se podrá montar sobre cualquier superficie mediante una placa base incorporada o con adaptador sobre carril electrificado. Indice de protección IP 20/Clase I. Instalado, incluyendo replanteo, accesorios de anclaje y conexionado.			
O01OB200	0,30	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	5,00	
P16BF177	1,00	ud	Proy.cilíndr.Mastercolour 150W G12	234,01	234,01	
P16CD090	1,00	ud	Lámp.halgnur.Mastercolour 150W. G12	38,65	38,65	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			278,91

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS SETENTA Y OCHO EUROS con NOVENTA Y UN CÉNTIMOS

E18IMA100		ud	LUMINARIAS EMP.LAMAS.ALUM.BL 4x18 W.AF			
			Luminaria de empotrar, de 4x18 W. con óptica de lamas de aluminio transversales, pintadas en blanco y reflectores laterales de color blanco, con protección IP20 clase I, cuerpo de chapa de acero galvanizado esmaltada en blanco, equipo eléctrico formado por reactancias, condensadores, portalámparas, cebadores, lámparas fluorescentes nueva generación y bornes de conexión. Instalada, incluyendo replanteo, accesorios de anclaje y conexionado.			
O01OB200	0,40	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	6,66	
O01OB220	0,40	h.	Ayudante electricista	15,57	6,23	
P16BE100	1,00	ud	Lum.emp.lamas alum. BL 4x18 W. AF	90,23	90,23	
P16CC080	4,00	ud	Tubo fluorescente 18 W./830-840-827	1,99	7,96	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			112,33

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO DOCE EUROS con TREINTA Y TRES CÉNTIMOS

E20CIA040		ud	CONTADOR DN32- 1 1/4" EN ARMARIO			
			Contador de agua de 1 1/4", colocado en armario de acometida, conexionado al ramal de acometida y a la red de distribución interior, incluso instalación de dos válvulas de esfera de 1 1/4", grifo de prueba, válvula de retención y demás material auxiliar, montado y funcionando, incluso timbrado del contador por el la Delegación Industria, y sin incluir la acometida, ni la red interior. s/CTE-HS-4.			
O01OB170	2,00	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	34,68	
O01OB180	2,00	h.	Oficial 2ª fontanero calefactor	15,79	31,58	
P17AR060	1,00	ud	Armario poliest. 517x535 mm.	79,18	79,18	
P17BI040	1,00	ud	Contador agua fría 1 1/4"(30 mm.) clase B	27,00	27,00	
P17YC040	2,00	ud	Codo latón 90º 40 mm-1 1/4"	10,71	21,42	
P17YT040	1,00	ud	Te latón 40 mm. 1 1/4"	16,82	16,82	
P17XE050	2,00	ud	Válvula esfera latón roscar 1 1/4"	18,76	37,52	
P17BV410	1,00	ud	Grifo de prueba DN-20	7,97	7,97	
P17XR040	1,00	ud	Válv.retención latón rosc.1 1/4"	10,79	10,79	
P17YR010	1,00	ud	Reducción latón 1 1/2"-1/2"	3,32	3,32	
P17AR080	2,00	ud	Anclaje contador p/arm.	2,92	5,84	
P17W050	1,00	ud	Verificación contador 1 1/4" 30 mm.	3,79	3,79	
			TOTAL PARTIDA.....			279,91

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS SETENTA Y NUEVE EUROS con NOVENTA Y UN CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
E20TC020		m.	TUBERÍA DE COBRE DE 13/15 mm.			
			Tubería de cobre recocido, de 13/15 mm. de diámetro nominal, UNE-EN-1057, en instalaciones para agua fría y caliente, con p.p. de piezas especiales de cobre, instalada y funcionando, en ramales de longitud inferior a 3 metros, incluso con protección de tubo corrugado de PVC. s/CTE-HS-4.			
O01OB170	0,18	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	3,12	
P17CD030	1,10	m.	Tubo cobre rígido 13/15 mm.	3,68	4,05	
P17CW020	0,50	ud	Codo 90º HH cobre 15 mm.	0,47	0,24	
P15GC020	1,00	m.	Tubo PVC corrug.forrado M 25/gp7	0,27	0,27	
			TOTAL PARTIDA.....			7,68

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SIETE EUROS con SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS

E20VE020		ud	VÁLVULA DE PASO 22mm. 3/4" P/EMPOTRAR			
			Suministro y colocación de válvula de paso de 22 mm. 3/4" de diámetro, para empotrar cromada y de paso recto, colocada mediante unión roscada, totalmente equipada, instalada y funcionando. s/CTE-HS-4.			
O01OB170	0,20	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	3,47	
P17XP050	1,00	ud	Llave paso empot.mand.redon.22mm	8,95	8,95	
			TOTAL PARTIDA.....			12,42

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOCE EUROS con CUARENTA Y DOS CÉNTIMOS

E20VF040		ud	VÁLVULA DE ESFERA LATÓN 1" 25mm.			
			Suministro y colocación de válvula de corte por esfera, de 1" (25 mm.) de diámetro, de latón cromado PN-25, colocada mediante unión roscada, totalmente equipada, instalada y funcionando. s/CTE-HS-4.			
O01OB170	0,20	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	3,47	
P17XE040	1,00	ud	Válvula esfera latón roscar 1"	12,24	12,24	
			TOTAL PARTIDA.....			15,71

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de QUINCE EUROS con SETENTA Y UN CÉNTIMOS

E20WBV010		m.	TUBERÍA PVC SERIE B 32 mm.			
			Tubería de PVC de evacuación (UNE EN1453-1) serie B, de 32 mm. de diámetro, colocada en instalaciones interiores de desagüe, para baños y cocinas, con p.p. de piezas especiales de PVC y con unión pegada, instalada y funcionando. s/CTE-HS-5			
O01OB170	0,10	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	1,73	
P17VC010	1,10	m.	Tubo PVC evac.serie B j.peg.32mm	1,17	1,29	
P17VP010	0,30	ud	Codo M-H 87º PVC evac. j.peg. 32 mm.	0,70	0,21	
P17VP170	0,10	ud	Manguito H-H PVC evac. j.peg. 32 mm.	0,66	0,07	
			TOTAL PARTIDA.....			3,30

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRES EUROS con TREINTA CÉNTIMOS

E20WBV020		m.	TUBERÍA PVC SERIE B 40 mm.			
			Tubería de PVC de evacuación (UNE EN1453-1) serie B, de 40 mm. de diámetro, colocada en instalaciones interiores de desagüe, para baños y cocinas, con p.p. de piezas especiales de PVC y con unión pegada, instalada y funcionando. s/CTE-HS-5			
O01OB170	0,10	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	1,73	
P17VC020	1,00	m.	Tubo PVC evac.serie B j.peg.40mm	1,50	1,50	
P17VP020	0,30	ud	Codo M-H 87º PVC evac. j.peg. 40 mm.	0,75	0,23	
P17VP180	0,10	ud	Manguito H-H PVC evac. j.peg. 40 mm.	0,75	0,08	
			TOTAL PARTIDA.....			3,54

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRES EUROS con CINCUENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
E20WBV060		m.	BAJANTE PVC SERIE B J.PEG. 110 mm.			
			Bajante de PVC serie B junta pegada, de 110 mm. de diámetro, con sistema de unión por enchufe con junta pegada (UNE EN1453-1), colocada con abrazaderas metálicas, instalada, incluso con p.p. de piezas especiales de PVC, funcionando. s/CTE-HS-5			
O01OB170	0,15	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	2,60	
P17VC060	1,25	m.	Tubo PVC evac.serie B j.peg.110mm	4,66	5,83	
P17VP060	0,50	ud	Codo M-H 87º PVC evac. j.peg. 110mm.	2,30	1,15	
P17VP140	0,30	ud	Injerto M-H 45º PVC evac. j.peg. 110mm.	4,97	1,49	
P17JP070	0,75	ud	Collarín bajante PVC D=110mm. c/cierre	1,76	1,32	
			TOTAL PARTIDA.....			12,39

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOCE EUROS con TREINTA Y NUEVE CÉNTIMOS

E20WGI040		ud	DESAGÜE PVC C/SIFÓN EN CURVO			
			Suministro y colocación de desagüe de PVC individual, consistente en la colocación de un sifón de PVC curvo, con salida horizontal de 40 mm. de diámetro, y con registro inferior, y conexión de éste mediante tubería de PVC de 40 mm. de diámetro, hasta el punto de desagüe existente, instalado, con uniones roscadas o pegadas; y válido para fregaderos de 1 seno, lavabos o bidés, incluso con p.p. de piezas especiales de PVC. s/CTE-HS-5.			
O01OB170	0,30	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	5,20	
P17SS090	1,00	ud	Sifón curvo PVC sal.horizon.40mm 1 1/2"	3,04	3,04	
P17VC020	0,30	m.	Tubo PVC evac.serie B j.peg.40mm	1,50	0,45	
P17VP180	2,00	ud	Manguito H-H PVC evac. j.peg. 40 mm.	0,75	1,50	
			TOTAL PARTIDA.....			10,19

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DIEZ EUROS con DIECINUEVE CÉNTIMOS

E20XEC030		ud	INSTALACION AGUA F.C. ASEO CON DUCHA			
			Instalación de fontanería para un aseo, dotado de lavabo, inodoro y ducha, realizada con tuberías de cobre, UNE-EN-1057, para las redes de agua fría y caliente, y con tuberías de PVC serie B, UNE-EN-1453, para la red de desagües, con los diámetros necesarios para cada punto de servicio según queda reflejado en los planos de proyecto, con sifón individual para inodoro, incluso con p.p. de bajante de PVC de 110 mm. y manguetón para enlace al inodoro, bote sifónico, terminada, y sin aparatos sanitarios. Las tomas de agua y los desagües, se entregan con tapones. s/CTE-HS-4/5.			
E20TC020	10,00	m.	TUBERÍA DE COBRE DE 13/15 mm.	7,68	76,80	
E20TC040	6,00	m.	TUBERÍA DE COBRE DE 20/22 mm.	10,19	61,14	
E20VE020	2,00	ud	VÁLVULA DE PASO 22mm. 3/4" P/EMPOTRAR	12,42	24,84	
E20WBV010	1,70	m.	TUBERÍA PVC SERIE B 32 mm.	3,30	5,61	
E20WBV020	1,70	m.	TUBERÍA PVC SERIE B 40 mm.	3,54	6,02	
E20WGI040	1,00	ud	DESAGÜE PVC C/SIFÓN EN CURVO	10,19	10,19	
E20WBV060	4,00	m.	BAJANTE PVC SERIE B J.PEG. 110 mm.	12,39	49,56	
P17SW020	1,00	ud	Conexión PVC inodoro D=110mm c/j.labiada	4,45	4,45	
P17SV190	1,00	ud	Válvula ducha s.horiz.sif. D80 1 1/2"	2,96	2,96	
			TOTAL PARTIDA.....			241,57

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS CUARENTA Y UN EUROS con CINCUENTA Y SIETE CÉNTIMOS

E27SS010		m	MARCADO PLAZA DE APARCAMIENTO			
			m. Marcado de plaza de aparcamiento con pintura al clorocaucho, con una anchura de línea de 10 cm., i/limpieza de superficies, neutralización, replanteo y encintado.			
O01OB230	0,10	h.	Oficial 1ª pintura	8,35	0,84	
P25WD040	0,03	kg	Disolvente clorocaucho	1,37	0,04	
P25QC010	0,08	l.	P.Clorocaucho calles/park.	5,60	0,45	
P25WW220	0,05	ud	Pequeño material	0,49	0,02	
			TOTAL PARTIDA.....			1,35

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
U04BH060		m	BORDILLO DE HORMIGÓN BICAPA GRIS 9-10x20 cm.			
			m. Bordillo de hormigón bicapa, de color gris, achaflanado, de 9 y 10 cm. de bases superior e inferior y 20 cm. de altura, colocado sobre solera de hormigón HM-20/P/20/I, de 10 cm. de espesor, rejuntado y limpieza, incluida la excavación previa y el relleno posterior. Totalmente colocado.			
O01OA140	0,20	h.	Cuadrilla F	32,00	6,40	
P01HM010	0,04	m3	Hormigón HM-20/P/20/I central	37,64	1,51	
P08XBH060	1,00	m.	Bord.hor.bicapa gris 9-10x20	1,50	1,50	
			TOTAL PARTIDA.....			9,41

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de NUEVE EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS

UPLA120100402		m²	TABIQUE PLADUR (70) 2x13 N- WA/LM - DISTRIBUCIÓN			
			m². Tabique formado por dos placas PLADUR® de 13 mm de espesor y tipo variable N y WA de espesor o equivalente, a cada lado de una estructura de acero galvanizado de 70 mm. de ancho, a base de Montantes PLA-DUR® (elementos verticales), separados entre ejes 400 mm. y Canales PLADUR® (elementos horizontales). Parte proporcional de materiales PLADUR®: tornillería, pastas, cintas de juntas, juntas estancas /acústicas de su perímetro, etc. así como anclajes para canales en suelo y techo, etc. totalmente terminado. Alma con Lana Mineral de 40 a 50 mm de espesor. Montaje según Norma UNE 102.040 IN y requisitos del CTE-DB HR.			
U01AA007	0,47	h	Oficial primera	19,03	8,94	
U01AA009	0,47	h	Ayudante	17,36	8,16	
PPLA1102399	2,10	m²	PLADUR® N 13	2,91	6,11	
PPLA1102483	2,10	m²	PLADUR® H1 (15x1200X3000)	5,30	11,13	
PPLA1103476	3,50	m	Montante PLADUR® 46 (46x3000)	0,57	2,00	
PPLA1103315	0,95	m	Canal PLADUR® 48 (48x30x3000)	0,50	0,48	
PPLA2136840	0,68	kg	Pasta PLADUR® para juntas sec. Normal (s.18kg)	0,56	0,38	
PPLA2136881	0,68	kg	Pasta juntas secado ambientes húmedos PLADUR® (saco 20kg)	0,82	0,56	
PPLA7023152	21,00	u	Tornillo PLADUR® PM 3,5 x 25	0,01	0,21	
PPLA7023151	42,00	u	Tornillo PLADUR® PM 3,5 x 35	0,01	0,42	
PPLA7023146	3,00	u	Tornillo PLADUR® MM 3,5 x 9,5	0,01	0,03	
PPLA7023018	6,30	m	Cinta de juntas PLADUR® (150 m)	0,02	0,13	
PPLA7040987	0,30	m	Cinta guardavivos PLADUR® de pvc (30 m)	0,22	0,07	
PPLA7023145	1,72	m	Junta estanca PLADUR® 46 mm (30 m)	0,15	0,26	
U10JA218	1,40	kg	Pasta de juntas Pladur Perfect	0,93	1,30	
U15AA062	1,05	m²	Panel rígido lana roca ACUSTILAINE 70-50 mm	4,46	4,68	
º	0,59	%	Costes indirectos..(s/total)	3,00	1,77	
			TOTAL PARTIDA.....			46,63

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y SEIS EUROS con SESENTA Y TRES CÉNTIMOS

VDPCUB040		m2	LUCERNARIO PLACAS POLICARBONATO DOBLE PARED			
			Lucernario de placas de policarbonato coextruido de doble pared de espesor variable de 7-10 mm , colocado en cubierta, con soportes de perfil de aluminio, juntas de estanqueidad, tornillería y elementos de remate y piezas de anclaje. Totalmente terminado.			
U01FX001	0,20	h	Oficial cerrajería	19,00	3,80	
U01FX003	0,30	h	Ayudante cerrajería	17,50	5,25	
U20CA015	1,00	m²	Carpintería fija sin RTP MARCO 40 mm	85,67	85,67	
MT13LPO110R	1,05	m²	Placa Policarbonato doble pared	11,48	12,05	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	107,00	7,49	
			TOTAL PARTIDA.....			114,26

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO CATORCE EUROS con VEINTISEIS CÉNTIMOS

VDPELE005		ud	ARQUETA TIERRA			
			Arqueta de tierra de 40x40cm. registrable, conexionado mediante soldadura aluminotérmica al cable de tierra.			
O01OB200	0,10	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	1,67	
O01OB220	0,10	h.	Ayudante electricista	15,57	1,56	
VDPELE0051	1,00	ud	Arqueta de tierra 40x40	40,19	40,19	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			44,67

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y CUATRO EUROS con SESENTA Y SIETE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
VDPELE007		ud	CUADRO GENERAL PROTECCIÓN Y MANDO NAVE			
			Cuadro general de protección y mando de garaje, formado por caja, de doble aislamiento de empotrar, con puerta de varios elementos, perfil omega, embarrado de protección, interruptor general automático de corte omnipolar 4x160 A, 2 interruptores diferenciales bipolares de 2x40 A, 30mA, 8 interruptores diferenciales bipolares de 2x25 A, 30 mA, 2 interruptores diferenciales tetrapolares 4x25 A, 30 mA, 3 interruptores automáticos magnetotérmicos bipolares de 2x10 A, 1 interuptor automático magnetotérmico bipolar 2x16 A, 6 interruptores automáticos magnetotérmicos tetrapolares de 4x16 A, 2 interruptores automáticos magnetotérmicos tetrapolres de 4x25 A, 1 interruptor automático magnetotérmico tetrapolar de 4x32 A, los circuitos con conductores de cobre, según esquema unifilar y planos de proyecto. Instalado, incluyendo cableado y conexionado.			
O01OB200	0,80	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	13,32	
P15FB020	1,00	ud	Arm. puerta opaca varios módulos	43,73	43,73	
P15FE250	1,00	ud	PIA Legrand 4x80 A	261,83	261,83	
P15FD020	5,00	ud	Int.aut.di. Legrand 2x40 A 30 mA	45,99	229,95	
P15FD080	2,00	ud	Int.aut.di. Legrand 4x40 A 30 mA	206,38	412,76	
P15FE010	13,00	ud	PIA Legrand (I+N) 10 A	13,71	178,23	
P15FE020	1,00	ud	PIA Legrand (I+N) 16 A	14,00	14,00	
P15FE190	1,00	ud	PIA Legrand 4x20 A	85,38	85,38	
P15FF030	2,00	ud	Minut.escal.Legrand 16 A.Conex.3-4 hilos	45,42	90,84	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			1.331,29

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL TRESCIENTOS TREINTA Y UN EUROS con VEINTINUEVE CÉNTIMOS

VDPELE008		ud	CUADRO PARCIAL PROTECCIÓN Y MANDO NAVE			
			Cuadro parcial de protección y mando de garaje, formado por caja, de doble aislamiento de empotrar, con puerta de varios elementos, perfil omega, embarrado de protección, interruptor general automático de corte omnipolar 4x32 A, tetrapolar y dotado con protección magnetotérmica, 4 interruptores diferenciales bipolares de 2x40 A, 30 mA, 5 interruptores direfenciales bipolares de 2x25 A, 30 mA, 1 interruptor diferencial tetrapolar de 4x25 A, 30 mA, 1 interruptor automático magnetotérmico bipolar de 2x32 A, 8 interuptores automáticos magnetotérmicos bipolares 2x10 A, 6 interruptores automáticos magnetotérmicos bipolares 2x16 A, 1 interruptor automático magnetotérmico te-			
			trapolar de 4x16 A, los circuitos con conductores de cobre, según esquema unifilar y planos de proyecto. Instalado, incluyendo cableado y conexionado.			
O01OB200	0,50	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	8,33	
P15FB020	1,00	ud	Arm. puerta opaca varios módulos	43,73	43,73	
P15FE220	1,00	ud	PIA Legrand 4x40 A	109,56	109,56	
P15FD020	5,00	ud	Int.aut.di. Legrand 2x40 A 30 mA	45,99	229,95	
P15FE010	18,00	ud	PIA Legrand (I+N) 10 A	13,71	246,78	
P15FE020	1,00	ud	PIA Legrand (I+N) 16 A	14,00	14,00	
P15FF030	2,00	ud	Minut.escal.Legrand 16 A.Conex.3-4 hilos	45,42	90,84	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			744,44

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SETECIENTOS CUARENTA Y CUATRO EUROS con CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

VDPELE009		ud	CUADRO DE BASE DE ENCHUFES 16 A			
			Cuadro de base de enchufes, formado por cuadro o armario metálico de superficie, incluido carriles, embarrdo de circuitos y protección, 1 interruptor automático de 4x16 A, 2 interruptores automáticos de 2x16 A, base para dos enchufes de 16 A y una tensión de 230 v, en sistema monofásico y base para 1 enchuefe de 16 A y de tensión de 400 V, en sistema trifásico, incluyendo conductores, aislamamiento, tomas de tierra, cajas de registro, caja de mecanismo universal con tornillo, y marcos respectivos, instalado, según el esquema unifilar y planos de proyecto. Instalado incluyendo cableado y conexionado.			
O01OB200	0,50	h.	Oficial 1ª electricista	16,65	8,33	
P15FB020	1,00	ud	Arm. puerta opaca varios módulos	43,73	43,73	
P15FE180	1,00	ud	PIA Legrand 4x16 A	83,02	83,02	
P15FD080	1,00	ud	Int.aut.di. Legrand 4x40 A 30 mA	206,38	206,38	
P01DW090	1,00	ud	Pequeño material	1,25	1,25	
			TOTAL PARTIDA.....			342,71

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRESCIENTOS CUARENTA Y DOS EUROS con SETENTA Y UN CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
VDPEST020		ud	MONTAJE ESTRUCTURA MET. PUENTE GRÚA			
			Suministro, colocación y montaje de estructura metálica para la colocación de puente grúa, formado por perfil laminado tipo viga cajón sobre viga carril, así como refuerzo del apoyo de la misma en el pilar, incluyendo soportes especiales, accesorios, según planos de proyecto e indicaciones de la D.F., con p.p. de medios auxiliares necesarios para la perfecta realización de estos trabajos. Totalmente montado para colocar un puente-grúa.			
U01FG405	50,00	h	Montaje estructura metálica	19,50	975,00	
U06JA001	20,00	kg	Acero laminado S275J0	1,57	31,40	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	1.006,00	70,42	
			TOTAL PARTIDA.....			1.076,82

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de MIL SETENTA Y SEIS EUROS con OCHENTA Y DOS CÉNTIMOS

VDPURB100		m²	ZAHORRA ARTIFICIAL 60% SUB-BASE e=20 cm			
			m². Zahorra artificial, husos ZA(40)/ZA(25) en capas de base, con 60 % de caras de fractura, puesta en obra, extendida y compactada, incluso preparación de la superficie de asiento, en capas de 20/30 cm. de espesor.			
O01OA020	0,01	h.	Capataz	8,60	0,09	
O01OA070	0,02	h.	Peón ordinario	16,00	0,32	
M08NM020	0,02	h.	Motoniveladora de 200 CV	33,29	0,67	
M08RN040	0,02	h.	Rodillo vibrante autopropuls.mixto 15 t.	24,75	0,50	
M08CA110	0,02	h.	Cisterna agua s/camión 10.000 l.	14,90	0,30	
M07CB020	0,02	h.	Camión basculante 4x4 14 t.	16,12	0,32	
M07W020	44,00	t.	km transporte zahorra	0,06	2,64	
P01AF031	2,20	t.	Zahorra artif. ZA(40)/ZA(25) 60%	3,07	6,75	
			TOTAL PARTIDA.....			11,59

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con CINCUENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

VDPURB210		m²	CESPED SEMILLADO, SUPERF.<1000 m²			
			m². Césped semillado con mezcla de Lolium, Agrostis, Festuca y Poa, incluso preparación del terreno, mantillo, siembra y riegos hasta la primera siega, en superficies menores de 1.000 m2.			
O01OB270	0,09	h.	Oficial 1ª jardinería	8,39	0,76	
O01OB280	0,12	h.	Peón jardinería	7,37	0,88	
P13VX100	0,15	m3	Agua	0,71	0,11	
P28MP100	0,06	kg	Mezcla sem.césped tipo natural	2,35	0,14	
P28DA100	0,01	m3	Mantillo limpio cribado	16,46	0,16	
			TOTAL PARTIDA.....			2,05

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS EUROS con CINCO CÉNTIMOS

VDPURB220		m³	TIERRA VEGETAL DE CABEZA			
			m³. Suministro y extendido por medios mecánicos de tierra vegetal de cabeza suministrada a granel, incluido descarga de camión y pase de motocultor.			
O01OB280	0,10	h.	Peón jardinería	7,37	0,74	
P28DA101	1,00	m3	Tierra vegetal de cabeza	4,10	4,10	
M10MR031	0,10	h.	Motocultor	2,66	0,27	
			TOTAL PARTIDA.....			5,11

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCO EUROS con ONCE CÉNTIMOS

VDPURB230		ud	SUMINISTRO, APERT. Y PLANTACIÓN DE ESPECIES VEGETALES			
			ud. Suministro, apertura de hoyos, plantación y primer riego de varias especies (arbustos, setos) como Aligustre de California, Geranium Híbrido, Verónica filiformis, Cotoneaster horizontal, Boj, Laurel Real, Pttosporum tobira.... o similares, a elegir y a determinar su ubicación por indicadiones de la Direccion de obra			
O01OB270	0,50	h.	Oficial 1ª jardinería	8,39	4,20	
O01OB280	0,50	h.	Peón jardinería	7,37	3,69	
P36CN010	1,00	ud	Suministro, apertura hoyo y plantación espec. vegetal	105,76	105,76	
%CI	7,00	%	Costes indirectos..(s/total)	114,00	7,98	
			TOTAL PARTIDA.....			121,63

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO VEINTIUN EUROS con SESENTA Y TRES CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

Nave con puente grua

CÓDIGO	CANTIDAD	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
VDPVEN004		Ud	REJILLA DE EXTRACCIÓN 225x125 mm			
			Rejilla de extracción de aluminio de dimensiones 225x125 mm en conductos de ventilación colocadas en el falso techo, con todos sus elementos de fijación. Completamente instalada.			
O01OB170	1,00	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	17,34	
VDPVEN0041	1,00	ud	rejilla extracción 825x225 mm	37,77	37,77	
			TOTAL			
PARTIDA						55,11

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCUENTA Y CINCO EUROS con ONCE CÉNTIMOS

VDPVEN008		ud	REJILLA ENTRADA AIRE HIGRORREGULABLE			
			Rejilla de entrada de aire exterior higrorregulable de caudal variable alojada sobre carpintería, totalmente instalada, cumpliendo la exigencia básica HS 3 del C.T.E., según planos de proyecto y memoria justificativa.			
O01OB170	1,00	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	17,34	
VDPVEN0081	1,00	ud	entrada de aire higrorregulable	49,98	49,98	
			TOTAL			
PARTIDA						67,32

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SESENTA Y SIETE EUROS con TREINTA Y DOS CÉNTIMOS

VDPVEN011		ud	EQUIPO DE VENTILACIÓN EXTRACCIÓN			
			Suministro y colocación de equipo de ventilación de extracción para nave industrial, para un caudal de aire de 200 m3/h, totalmente instalada, cumpliendo la exigencia básica HS 3 del C.T.E., según planos de proyecto y memoria justificativa.			
O01OB170	1,00	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	17,34	
O01OB180	1,00	h.	Oficial 2ª fontanero calefactor	15,79	15,79	
VDPVEN0111	1,00	ud	caja ventilación extracción bahía	409,89	409,89	
			TOTAL			
PARTIDA						443,02

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATROCIENTOS CUARENTA Y TRES EUROS con DOS CÉNTIMOS

VDPVEN012		m.	RED DE CONDUCTOS CHAPA GALVANIZADA D=125 mm			
			Conductos de tubo de chapa galvanizada de diámetro 125 mm, desde las rejillas de extracción hasta el equipo de extracción, y de éste hasta las montantes verticales, según planos de proyecto. Totalmente colocado.			
O01OB170	1,00	h.	Oficial 1ª fontanero calefactor	17,34	17,34	
VDPVEN0121	1,05	m.	red de conductos de ventilación d=125 mm	9,10	9,56	
			TOTAL			
PARTIDA						26,90

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTISEIS EUROS con NOVENTA CÉNTIMOS

9

CONCLUSIONES

9.- CONCLUSIONES

El diseño de la estructura de la nave industrial situada en la localidad de Orejo se llevó a cabo satisfaciendo los requerimientos técnicos y especificaciones conforme a las normativas vigentes.

Durante el desarrollo del proyecto se ha utilizado la tecnología BIM. Ésta es el resultado de la evolución necesaria que han sufrido los diferentes softwares de diseño. BIM nos permite trabajar en modelos 3D que contienen todas las características de los elementos que conforman el modelo, dejando atrás los modelos 2D utilizados habitualmente.

La información que proporciona Revit de la construcción de la estructura que se ha realizado, y la facilidad con la que puede ser obtenida la información ha sido de gran ayuda durante la realización del proyecto. Todos los cálculos de materiales, vistas y secciones en 3D, así como la generación de planos han sido accesibles y de fácil manejo durante la realización del proyecto. Ello permite que los errores disminuyan con el uso de esta tecnología debido a la fácil y rápida corrección que puede darse a los mismos una vez son identificados.

Cabe destacar también la facilidad de esta tecnología de trabajar de forma simultánea en varios programas, y compartir la información entre ellos sin necesidad realizar el modelo desde cero en cada programa que se utilice, lo que acelera y simplifica el trabajo que se realiza.

De los resultados obtenidos en el cálculo estructural, podemos concluir que todos los perfiles cumplen las condiciones límite conforme al método de cálculo empleado.

Como Ingeniero Mecánico considero que el uso de la tecnología BIM se está conviertiendo en una herramienta indispensable en el diseño de estructuras, y que además es un ámbito que va a evolucionar mucho en el futuro.

10

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

10.- REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

[1] Building Smart Spain. Sitio Web: https://www.buildingsmart.es/bim/. Acceso Enero 2022.

[2] Modelado de la información de construcción. Sitio Web: https://es.wikipedia.org/wiki/Modelado_de_informaci%C3%B3n_de_construcci%C3%B3n#Definici%C3%B3n. Acceso Enero 2022.

[3] ¿Qué es BIM?. Sitio Web: https://www.kaizenai.com/bim/que-es-el-bim/. Acceso Enero 2022.

[4] BIM España, el desarrollo de la estrategia nacional. Sitio Web: https://biblus.accasoftware.com/es/bim-espana-el-desarrollo-de-la-estrategia-nacional/. Acceso Enero 2022.

[5] El nivel de detalle y el nivel de desarrollo en el entorno BIM. Sitio Web: https://www.trace-software.com/es/el-nivel-de-detalle-y-el-nivel-de-desarrollo-en-el-entorno-bim/. Acceso Enero 2022.

[6] ¿Qué son los niveles de madurez BIM?. Sitio Web: https://biblus.accasoftware.com/es/de-0-a-3-que-son-los-niveles-de-madurez-bim/. Acceso Enero 2022.

[7] Calcular la longitud y el peso de una bobina de chapa metálica. Sitio Web: https://www.gasparini.com/es/calcular-longitud-peso-bobina-chapa-metalica/. Acceso Julio 2021.

[8] Lámina R101 características. Sitio Web: https://acerostorices.com/lamina-r-101/#:~:text=La%20L%C3%A1mina%20R%2D101%20es%20la%20de%20mayor%20consumo%20en,acabado%20galvanizado%2C%20pintro%20y%20zintroalum. Acceso Febrero 2022.

[9] Actuación integral estratégica productiva: Área de Marina de Cudeyo-Medio Cudeyo. Sitio Web: https://www.territoriodecantabria.es/ordenacion-del-territorio/proyectos-singulares-de-interes-regional-psir/-/asset_publisher/bJk6WR0z2Xke/content/actuacion-integral-estrategica-productiva-area-de-marina-de-cudeyo-medio-cudeyo. Acceso Julio 2021.

[10] Clima de Cantabria. Sitio Web: https://es.wikipedia.org/wiki/Clima_de_Cantabria#R%C3%A9gimen_pluviom%C3%A9trico_de_Cantabria. Accesso Noviembre 2021.

[11] Clima Santander. Sitio Web: https://www.tutiempo.net/clima/03-2020/ws-80230.html. Acceso Noviembre 2021.

[12] Estudio climatológico de las precipitaciones en la estación de Santander-Ojaiz nº1112-e. Sitio Web: https://www.tiempo.com/ram/2256/estudio-climatolgico-de-las-precipitaciones-en-la-estacin-de-santander-ojaiz/. Acceso Noviembre 2021.

[13] ¿Qué es la dilatación térmica de acero?. Sitio Web: https://aceropedia.com/tipos-de-acero/acero-de-dilatacion-termica/#:~:text=En%20el%20caso%20del%20acero,la%20estructura%20se%20ve%20comprometida. Acceso Febrero 2022.

[14] Expansion Joints: Where, When and How. Sitio Web: https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2005/04/2005v04_expansion_joints.pdf. Acceso Febrero 2022.

[15] Thermal effects for Steel Buildings & Structures Calculator. Sitio Web: https://www.buildingsguide.com/calculators/structural/TEFSB/. Acceso Febrero 2022.

[16] Expansion Joint of Steel roo fon concrete column. Sitio Web: https://havitsteelstructure.com/expansion-joint-steel-roof-concrete-column/. Acceso Febrero 2022.

[17] Código Técnico de la Edificación CTE. *Documento Báscio Seguridad Estructural:*

Cimientos (SE-C). 2007.

[18] Código Técnico de la Edificación CTE. *Documento Básico Seguridad Estructural: Acciones en la Edificación* (SE-AE). 2009.

[19] Código Técnico de la Edificación CTE. *Documento Básico Seguridad en caso de Incendio* (DB-SI). 2010.

[20] Código Técnico de la Edificación CTE. *Documento Básico Seguridad Estructural: Acero* (SE-A). *2006.*

[21] Código Técnico de la Edificación CTE*. Documento Básico Seguridad Estructural* (SE). 2009.

[22] Prontuario de perfiles metálicos. Sitio Web: https://ingemecanica.com/tutoriales/prontuariodeperfiles.html. Acceso en múltiples ocasiones.

[23] Comisión Permanente de Estructuras de Acero. *EAE Instrucción de Acero Estructural*. 2012.

[24] Comisión Permanente del Hormigón. *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural*. 2008.

[25] Arnedo A. *Naves industriales con acero.* Publicaciones APTA. 2009.

[26] Argüelles Álvarez, R. *La Estructura Metálica Hoy: Planos.*

[27] José Manuel Tech (Revit). Sitio Web: https://www.youtube.com/channel/UC9YblW7wug5QQSLdl4gM77A. Acceso Abril 2022.

[28] Richard. Hernandez (Revit). Sitio Web: https://www.youtube.com/c/RichardHernandez. Acceso Abril 2022.

[29] Jaime Guzmán Delgado (Revit). Sitio Web: https://www.youtube.com/c/TheSoldats4ever. Acceso Abril 2022.

[30] arqMANES (Revit). Sitio Web: https://www.youtube.com/c/arqMANES. Acceso Abril 2022.

[31] Escuela Construcción Digital (Revit). Sitio Web: https://www.youtube.com/c/escuelaconstrucciondigital/featured. Acceso Abril 2022.

[32] SB SOLUCIONES BIM (Revit). Sitio Web: https://www.youtube.com/channel/UCbnd0cb0xAouFwmzMukS0QQ. Acceso Abril 2022.

[33] Borja Mozas González. *Intercambiador Modal de Valdecilla. Diseño Conceptual, Cálculo de Estructuras y Definición de Envolvente y Particiones* (Trabajo de fin de Grado). España, Universidad de Cantabria, 2016.

[34] Pablo Prol Feijoo. *Estación del Metrobus en el Sardinero: Diseño Conceptual, Dimensionamiento Estructural y Propuesta de Solución de la Envolvente* (Trabajo de fin de Grado). España, Universidad de Cantabria, 2016.

[35] Alfonso Diego Cabrero. *Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM* (Trabajo de fin de Grado). España, Universidad de Valladolid, 2019.

[36] Neufert, *Arte de Proyectar en Arquitectura.* 16ª edición totalmente renovada y actualizada.

[37] J.Calavera. Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª Edición.

[38] Zapatas. Sitio Web: http://www.uhu.es/javier.pajon/apuntes/zapatas.pdf. Acceso Junio 2022.

[39] Estudio de Gestión de Residuos de Construcción y Demolición. Sitio Web: https://contrataciondelestado.es/wps/wcm/connect/ad9c0480-c39b-44d7-b628-73111a48248c/DOC2017082810040306+ESTUDIO+DE+GESTION+DE+RESIDUOS+DE+CONSTRUCCION+Y+DEMOLICION.pdf?MOD=AJPERES. Acceso Agosto 2022.

[40] Robot 2010 training Manual Metric. Sitio Web: http://images.autodesk.com/adsk/files/robot_2010_training_manual_metric.pdf. Accesso Octubre 2021.