



Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Industrial

Cálculo estructura nave industrial: Taller de
calderería

Autor/

Javier Tarancón Alonso

Director

Víctor Tabuenca Cintora

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Año 2017



Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Industrial

Cálculo estructura nave industrial: Taller de
calderería

Memoria

Autor/

Javier Tarancón Alonso

Director

Víctor Tabuenca Cintora

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Año 2017

Índice

1	Objeto	4
2	Agentes	4
3	Naturaleza del proyecto	4
4	Descripción del proyecto	4
5	Emplazamiento	5
6	Justificación urbanística	5
7	Materiales empleados	6
8	Acciones	6
9	Métodos de cálculo	6
10	Características generales de las obras	7
10.1	Red de saneamiento.....	8
10.2	Cimentaciones.....	9
10.3	Solera.....	9
10.4	Estructuras.....	9
10.4.1	Muros	9
10.4.2	Cubierta y cerramiento.....	9
10.4.3	Cubierta y cerramiento.....	9
10.4.4	Viga carril puente grúa	10
10.4.5	Carril puente grúa.....	10
10.4.6	Ménsulas.....	10
10.4.7	Soportes independientes.....	10
10.4.8	Pórticos.....	10
10.4.9	Celosía soporte pórtico especial	13
10.4.10	Estructuras de arriostamiento	13
10.4.11	Estructuras de atado.....	13
10.5	Puente grúa.....	13
10.6	Protección contra incendios	14
11	Conclusión	14
11.1	Al comienzo de la obra	14
11.2	Documentación en obra	14
11.3	Al finalizar la obra	15

12 **Resumen de presupuesto** **15**

1 Objeto

El presente proyecto "Cálculo estructura nave industrial: Taller de Calderería" recoge los cálculos estructurales, del edificio principal, para dar soporte a las instalaciones productivas, donde se alojarán el taller de calderería mencionado. El total del proyecto queda compuesto por los siguientes documentos:

- Anejos: Cálculos justificativos. Documento en el cual se calcula y justifica la elección de cada uno de los elementos estructurales.
- Planos. Documento en el que se detallan las soluciones constructivas proyectadas, definiendo detalladamente cada uno de los elementos y uniones.
- Presupuesto: Documento en el que se cuantifica económicamente, la solución constructiva desarrollada.
- Pliego de condiciones. Documento en el que se establece la relación entre los agentes constituyentes (Propiedad, Director de Obra y Contratista) y el modo de ejecución de los trabajos.
- Estudio básico de seguridad y salud: Es el documento, en que se detallan los trabajos a realizar, dentro de la actividad constructiva, del mismo. Localizando los riesgos existentes y dotando de los medios oportunos para proteger a los trabajadores de los mismos. Este documento viabilizaba la ejecución segura de los trabajos necesarios para llevar a cabo el proyecto.

2 Agentes

El presente proyecto se realiza para la "Universidad de Zaragoza: Escuela de Ingeniería y Arquitectura" domiciliada en Universidad de Zaragoza Edificio Torres Quevedo, Calle María de Luna, 3, 50018 Zaragoza. Como Proyecto Fin de Carrera del alumno Don Javier Tarancón Alonso que cursa la titulación de Ingeniería Industrial. Siendo Don Víctor Tabuenca Cintora, profesor del Departamento de Ingeniería Mecánica (Área: Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras) el Director del citado proyecto.

3 Naturaleza del proyecto

La finalidad del proyecto es la de la construcción de la estructura que dará lugar a la actividad productiva indicada: Taller de calderería. Esto es, la estructura que dará soporte a la actividad de transformación del material metálico hasta conseguir el producto final.

4 Descripción del proyecto

La nave que dará emplazamiento al taller de calderería, tendrá una superficie total de 720m². No se puede realizar un desglose detallado de la superficie de taller destinada a cada una de las actividades, que en él se van a realizar, ya que dependiendo del tipo de proyecto en fabricación, puede llegar a cambiar completamente la distribución productiva del taller, pasando de distribuciones por proceso a distribuciones por producto o distribuciones híbridas (cuando se fabriquen varios proyectos distintos en un mismo periodo de tiempo). Con todo ello la distribución se puede desglosar:

Zona	Superficie (m ²)
Zona de acopio material en bruto	---
Zona de corte	---
Zona de taladrado y roscado	---
Zona de plegado y curvado	---

Zona	Superficie (m ²)
Zona de ensamblaje	---
Zona de soldadura	---
Total	720

Por otra parte, el resto de instalaciones (algunas, fuera del alcance de este proyecto), tienen la siguiente distribución:

Zona	Superficie (m ²)
Zona de acopio material terminado	180
Cabina de pintura	216
Almacén de repuestos y consumibles	150
Cuarto de pintura y compresor	100
Oficinas	100

La estructura principal está constituida por pórticos de nudos rígidos de 18 metros de luz, con una altura de alero total de 8,50 metros y una altura de cumbrera total de 9,25 metros. Resolviendo la evacuación de las precipitaciones, con una cubierta a dos aguas con el 8% de pendiente. Los pórticos quedan modulados a 5 metros, dando al edificio una longitud total de 40 metros. Además el edificio, en su zona Norte, dispondrá de una zona de acopio de materiales de 18x10 metros (aproximadamente), por la cual, continúa discurriendo el trayecto del puente grúa que transita la nave (en sentido longitudinal).

Los pavimentos de dispondrán sobre una capa de enchado (20/40) de 0,10m. La solera queda constituida por una capa de hormigón HA-35 de 0,10m, totalmente nivelado y fratasado.

5 Emplazamiento

La nave industrial objeto de este proyecto será construida, en la parcela con referencia catastral: 1153818XM8015C0001KB, ubicada dentro del Polígono Industrial Empresarium, en la parcela 11A S88/2, 50720 Zaragoza (Zaragoza). Parcela con una dimensiones aproximadas de: 96x60,6 metros.

6 Justificación urbanística

En suelo donde se van a alojar la nave industrial: taller de calderería, con referencia catastral ya indicada, que corresponde al sector 88/2-2, del PGOUZ, regulado por el plan parcial 88-2-1 y 88-2-2. La parcela queda catalogada como de suelo urbanizable, con actividad destinada a otros usos (industrial). Con las siguientes características:

- Ocupación máxima: 70%
- Edificabilidad: 1,5m²/m².
- Retranqueo a vial: 10m
- Retranqueo posterior: 5m
- Retranqueo posterior: 3m
- Altura máxima: 10,5m

Los datos de la actuación prevista son:

- Superficie de la parcela: 5748m².
- Superficie a construir: 1529m²
- Ocupación: 27%
- Edificabilidad: 0,27 m²/m².
- Retranqueo a vial: 12m

- Retranqueo posterior: 5,2m
- Retranqueo posterior: 11,6m
- Altura máxima: 9,25m

7 Materiales empleados

Para la ejecución del proyecto se emplearán los siguientes materiales:

- Acero laminado: S-275 JR
- Tonillería cincada calidad 8.8
 - Tornillos según DIN-933 y DIN-931
 - Tuercas según DIN-934
 - Arandelas según DIN-125
- Hormigón armado: HA-25/P/20/IIa. En cimentaciones y muros
- Hormigón armado: HA-35/B/20/IIa. En solera
- Acero corrugado: B-500 SD. En cimentaciones, muros y solera.

8 Acciones

Conforme al Código Técnico de la Edificación (CTE), las acciones consideradas son las siguientes:

- Cargas permanentes:
 - Acero: 78,5 kN/m³.
 - Hormigón armado: 24,0 kN/m³.
- Cargas variables
 - Sobrecarga de uso por mantenimiento en cubierta ligera: 0,4kN/m².
 - Viento: Dependiendo de la zona considerada de la cubierta o fachada. Explicado detalladamente dentro del Anejo: cálculos justificativos.
 - Nieve: 0,50kN/m².

9 Métodos de cálculo

Para la ejecución de los cálculos estructurales cada elemento se ha modelado tal como se describe a continuación:

- Las correas de cubierta como de fachada lateral se calculan como vigas continuas de dos vanos (en su eje principal de inercia). Mientras que en su eje secundario, debido a la colocación de tirantillos (uno por vano) estas serán consideradas como vigas continuas de cuatro vanos.
- Las correas de fachada frontal se calculan como vigas continuas de dos vanos (en su eje principal de inercia). Mientras que en su eje secundario, debido a la colocación de tirantillos (uno por vano) estas serán consideradas como vigas continuas de cuatro vanos. Esta suposición se justifica, mediante el empleo de conectores de correas, que permiten considerar las correas como una barra continua en las uniones ejecutadas con estos elementos.
- La viga carril se calcula como viga continua de dos vanos, sobre la que se aplica la línea de influencia, para simular el paso del puente grúa por ella, y así obtener, reacciones, esfuerzos y flechas pésimos que conllevarán al dimensionado de la misma.
- La viga carril en su tramo especial, se calcula como viga biapoyada, sobre la que se aplica la línea de influencia, para simular el paso del puente grúa por ella, y así obtener, reacciones, esfuerzos y flechas pésimos que conllevarán al dimensionado de la misma.

Memoria

- Las ménsulas que soportan la viga carril, son calculadas como una barra, empotrada en su extremo conectado al pilar, y libres, en el extremo conectado a la viga carril.
- Los soportes independientes de la viga carril, son calculados, como empotrados en su base y con su extremo superior, apoyado para la dirección longitudinal de la viga carril y libres para la dirección perpendicular a la longitudinal de la viga carril.
- Los pórticos centrales y adyacentes se calculan como estructuras de barras de nudos rígidos, con pilares empotrados en su base.
- El pórtico hastial Sur se calcula como estructura de barras de nudos rígidos, excepto la unión de pilares intermedios con dintel que se considera articulada, con pilares de esquina e intermedios empotrados en su base.
- El pórtico especial, se calcula como estructura de barras de nudos rígidos, excepto la unión contra la ménsula soporte, que se materializa como unión articulada, el pilar en su base se considera empotrado.
- La celosía del pórtico especial, cuya misión es soportar un extremo del dintel del pórtico especial, se calcula como un sistema de barras articuladas (con capacidad de trabajo exclusivamente ante esfuerzos axiales), que queda unida mediante uniones articuladas a los pilares de los pórticos adyacentes.
- El pórtico hastial Norte se calcula como estructura de barras de nudos rígidos, excepto la unión de pilares intermedios con dintel, la unión de jácena con los pilares de esquina y las uniones entre vigas cabecero de puerta y pilares de esquina e intermedios que se consideran articuladas, con pilares de esquina e intermedios empotrados en su base.
- Los arriostramientos, en forma de cruz de San Andrés, se calculan como sistema reticular de barras articuladas, haciendo trabajar a cada una de sus barras ante esfuerzos axiales (exclusivamente). Su misión es la de absorber las acciones que actúan en la dirección longitudinal de la nave (viento sobre fachadas frontales) y frenada (longitudinal) del puente grúa.
- La totalidad de las uniones de todos los elementos, citados anteriormente, se materializa mediante tornillos pretensados de calidad 8.8.
- Los apoyos de los pilares sobre las zapatas, se realizarán mediante placas de acero con cartelas rigidizadoras, materializando así uniones rígidas, de acuerdo con la condición de empotramiento impuesta a ese extremo de la barra. La unión entre la placa y la zapata se realizará mediante varilla corrugada (B-500 SD) roscada en su extremo superior.

10 Características generales de las obras

Se realizará previamente a la construcción del edificio, un estudio geotécnico del terreno para confirmar los que los datos geotécnicos de los que se ha partido, morfología y resistencias, resultan adecuados, con los ensayos realizados.

Se procederá al desbroce y limpieza superficial del terreno por medios mecánicos, transportando todo el material sobrante a vertedero.

Igualmente se nivelará y compactará el suelo, mediante medios mecánicos.

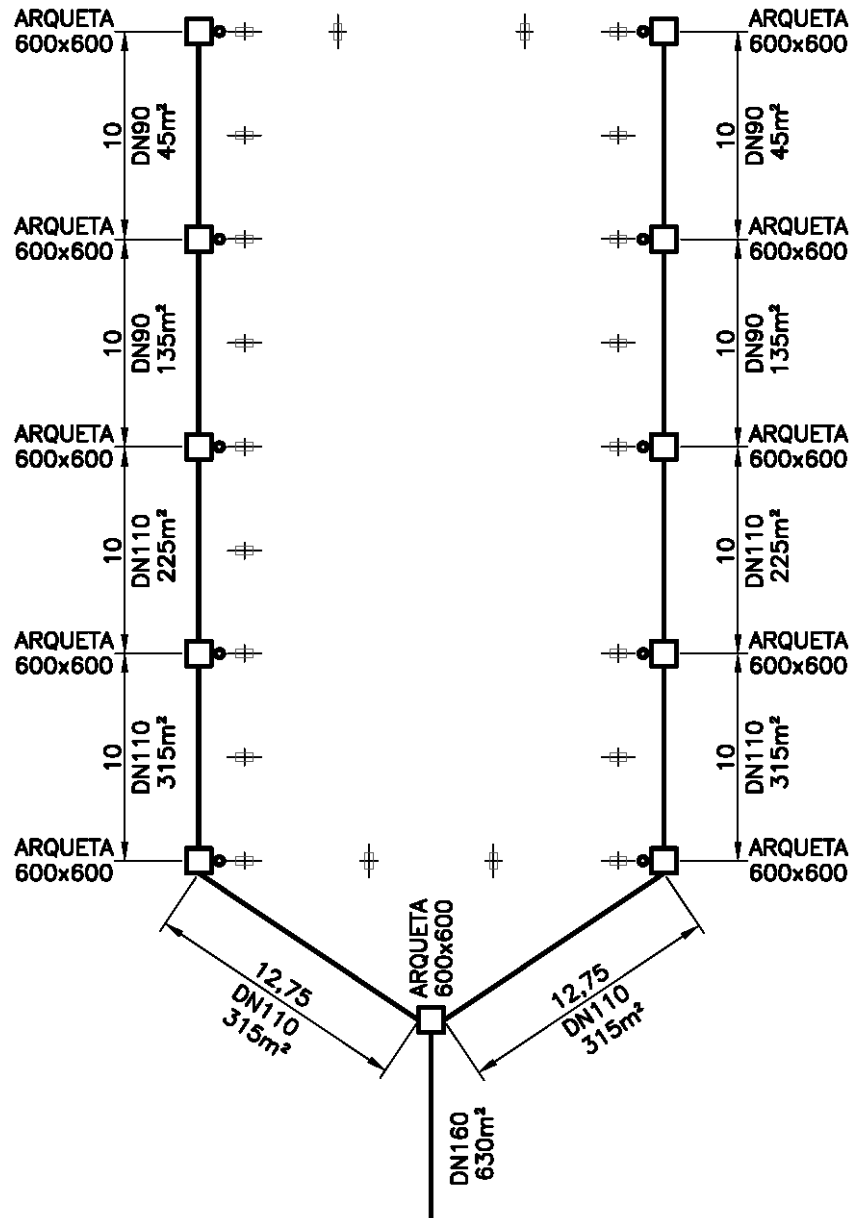
Se colocará una valla metálica y galvanizada de 2 metros de altura a lo largo del perímetro del recinto, que impida la entrada a la obra de personas no autorizadas. Se instalará, en el lado Este del recinto una puerta que permita la entrada al recinto de los vehículos necesarios para la buena ejecución de la obra.

Se ejecutará la excavación necesaria para la realización de las cimentaciones sobre la capa firme de asiento. (Mínimo canto de zapata proyectado 1,1 m)

Se realizará la excavación de las zanjas y pozos de cimentación para el emplazamiento de las zapatas. Igualmente se realizarán la excavación de las zanjas para la ejecución de la red de saneamiento. Se aplicarán todas las disposiciones generales que sean de aplicación de la Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo y de las Ordenanzas Municipales existentes.

10.1 Red de saneamiento

La red de saneamiento será separativa y ramificada y se diseña con tubo de PVC de pared estructurada con diámetro y dimensiones tal como se puede observar en el imagen.



Las conducciones se alojarán en zanja sobre cama y recubrimiento de arena de 10 cm de espesor mínimo.

No se proyecta un diseño detallado de la red de saneamiento, debido a que el resto de obras que se esperan en la parcela, contarán con su red de saneamiento y posiblemente resultará más ventajoso plantear una solución general que una solución particular a la red de saneamiento.

La red de saneamiento planificada, cuenta con las siguientes características:

- Bajantes PVC DN90 separadas entre sí cada 10m
- Arquetas de fabrica de ladrillo de 600x600mm² a pie de bajante, con la profundidad necesaria en cada punto
- Tubería de PVC corrugado de diámetros nominales, 90,110, 125 y 160mm distribuidos según imagen anterior y con una pendiente del 2%.

10.2 Cimentaciones

Para los cálculos de las cimentaciones se ha trabajado con una tensión del terreno de 2,0 Kg/ cm².

El hormigón con el que se ejecutarán será: HA-25/P/20/Ila, siempre sobre una capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20 de 0,1m de espesor.

Las cimentaciones en la nave, serán realizadas mediante zapatas aisladas para cada pilar. Existiendo cinco tipos de zapatas, todas ellas de canto 1,1 m y dimensiones, tal y como se indica en los planos de:

- P1: 2,70x1,00x1,10 m³. 2 unidades
- P2: 3,25x1,60x1,10 m³. 13 unidades
- P3: 3,20x1,00x1,10 m³. 2 unidades
- P4: 2,75x1,00x1,10 m³. 4 unidades
- P5: 3,20x2,00x1,10 m³. 4 unidades

10.3 Solera

Para la formación de la solera, se colocará sobre una capa de encachado de piedra (20/40) de 0,10m de espesor. La solera interior será de 0,20m de hormigón HA-25/B/20/Ila.

10.4 Estructuras

10.4.1 Muros

Se extenderá un muro perimetral a todo el edificio, de hormigón: HA-25/P/20/Ila. Todo el sobre una capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20 de 0,1m de espesor.

Sus características dimensionales serán las siguientes:

- Ancho de la base: 0,6m
- Canto de la base: 0,3m
- Longitud del fuste: 2,2m
- Canto del fuste: 0,2m

10.4.2 Cubierta y cerramiento

Tanto para la cubierta como para el cerramiento de empleará perfil de chapa grecada prelacada de 30mm de altura y 0,6mm de espesor.

Para la cubierta se colocarán tramos de perfil grecado de poliéster de 30mm de altura y perfil similar al citado anteriormente, para asegurar la correcta conexión entre perfil grecado prelacado y translúcido. La disposición de este último será, tal como se indica en los planos.

10.4.3 Cubierta y cerramiento

Se emplean las siguientes correas:

- Cubierta: CF-180x60x3 (galvanizadas)

- Fachada lateral: CF-180x60x3 (galvanizadas)
- Fachada frontal: CF-200x75x3 (galvanizadas)

Todas ellas se montarán con sujeciones (tornapuntas) (colocados según planos) que actuarán limitando la longitud de pandeo lateral del ala de la correa más alejada del perfil de chapa grecada.

10.4.4 Viga carril puente grúa

La viga carril proyectada para soportar la flexión que provocarán sobre ella las acciones transmitidas por el puente grúa, será una HEA-260 en toda la longitud de la misma, con la excepción del lateral Este, entre las alineaciones G y E que será una HEA-500 dado que la luz de la misma pasa de ser 5 metros a 10 metros en este tramo especial.

En caso de la viga carril estándar (HEA-260) el ala superior de la viga carril, se encontrará, unida a los pilares de los pórticos mediante un perfil UPN-120, que se soldará en obra una vez montadas ambas partes. Que actuará como punto de apoyo, para limitar la longitud del ala superior del perfil ante fenómenos de inestabilidad.

En caso de la viga carril especial (HEA-500) el ala superior de la viga carril, se encontrará, unida al montante central de la celosía mediante un perfil UPN-80, que se soldará en obra una vez montadas ambas partes. Que actuará como punto de apoyo, para limitar la longitud del ala superior del perfil ante fenómenos de inestabilidad.

10.4.5 Carril puente grúa

Para permitir la translación en sentido longitudinal de la nave, sobre las vigas carril se dispone de un cuadradillo macizo de #40x40, que posibilitará la rodadura del puente grúa sobre el mismo. La continuidad de este cuadradillo se realizará dejando una separación entre barras de 10mm, pero cortadas a 45º para eliminar así el posible escalón provocado en esta unión y permitir la correcta rodadura en este tramo

10.4.6 Ménsulas

Las ménsulas proyectadas para sustentar la viga carril son perfiles laminados en caliente de la serie IPE-330. Que se unirán a la viga carril mediante unión atornillada según planos y al pilar mediante unión soldada en taller, según planos.

10.4.7 Soportes independientes

Los soportes independientes de la viga carril, son pilares que se sitúan fuera del edificio, para posibilitar la translación del puente grúa fuera del espacio ocupado por la nave (zona de acopio). El perfil proyectado para realizar la sustentación de la viga carril en esta zona son IPE-360.

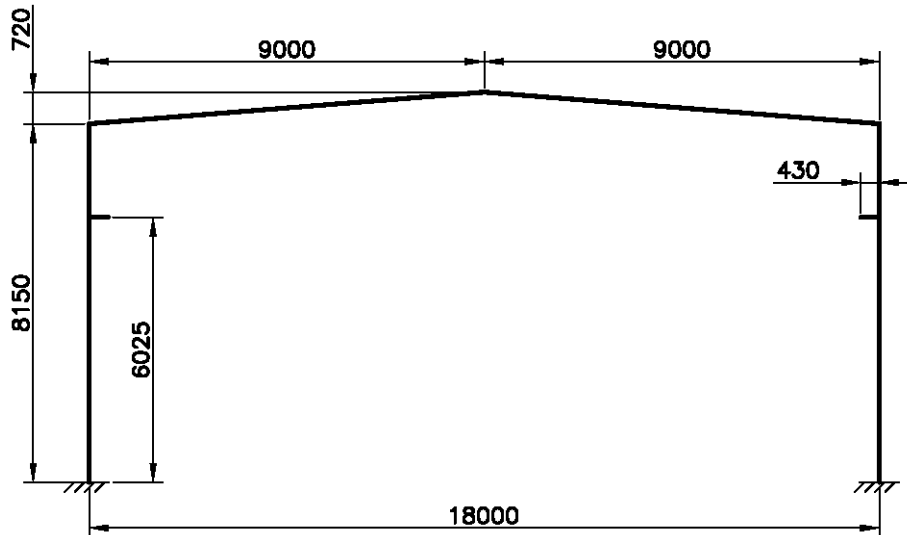
10.4.8 Pórticos

Los pórticos están constituidos por los siguientes perfiles estructurales:

- Pórticos centrales:
 - Dintel: IPE-330 (con cantoneras en alero)
 - Pilar: IPE-360

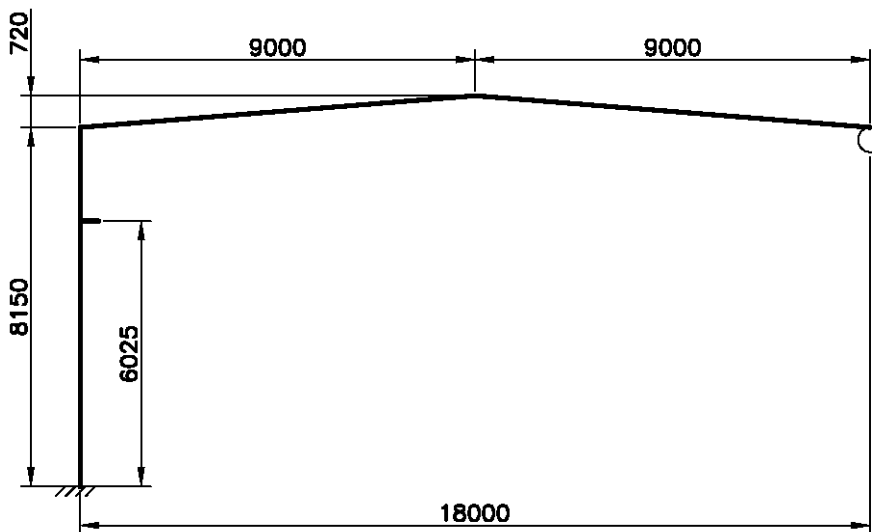
Sus dimensiones son las siguientes:

Memoria



- Pórtico especial:
 - Dintel: IPE-360 (con cantonera en alero con pilar)
 - Pilar: IPE-450

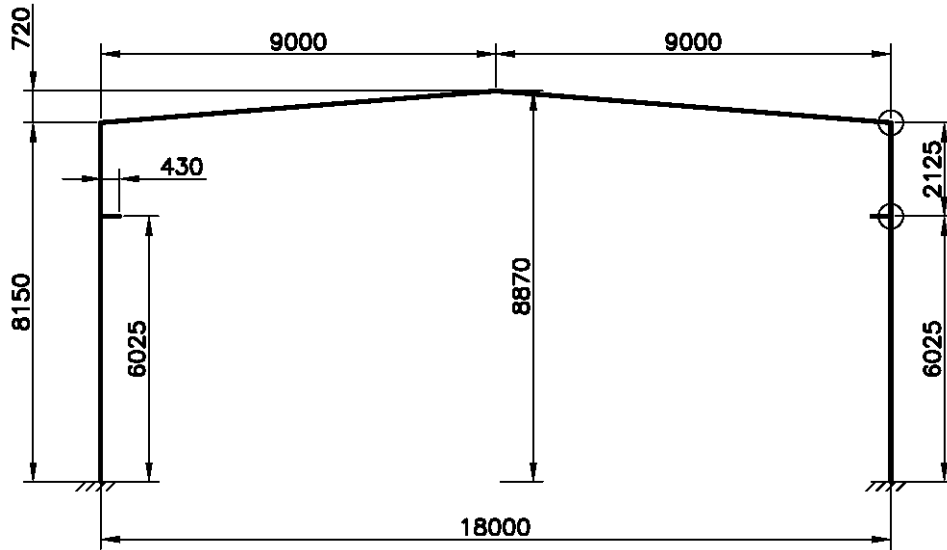
Sus dimensiones son las siguientes:



- Pórticos adyacentes:
 - Dintel: IPE-330 (con cantoneras en alero)
 - Pilar: IPE-400

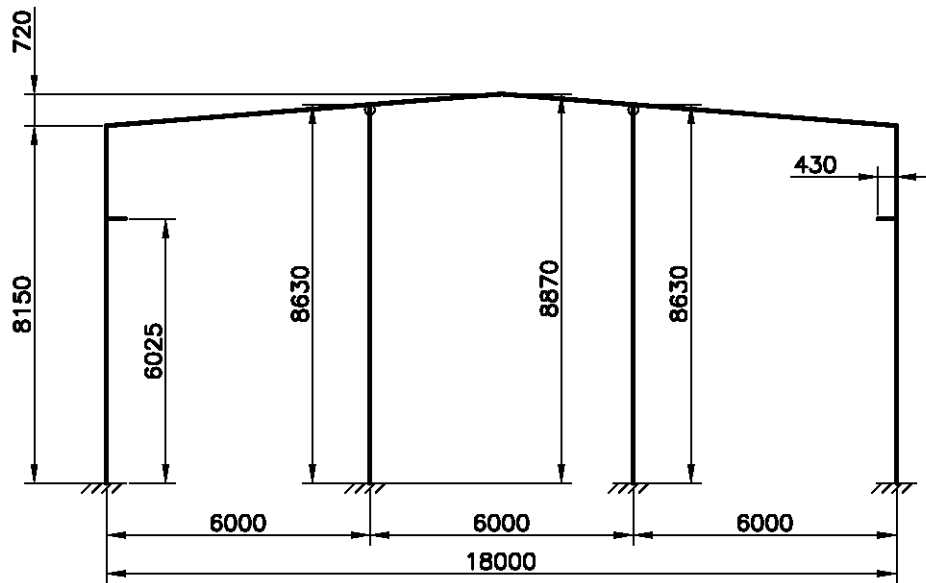
Sus dimensiones son las siguientes:

Memoria



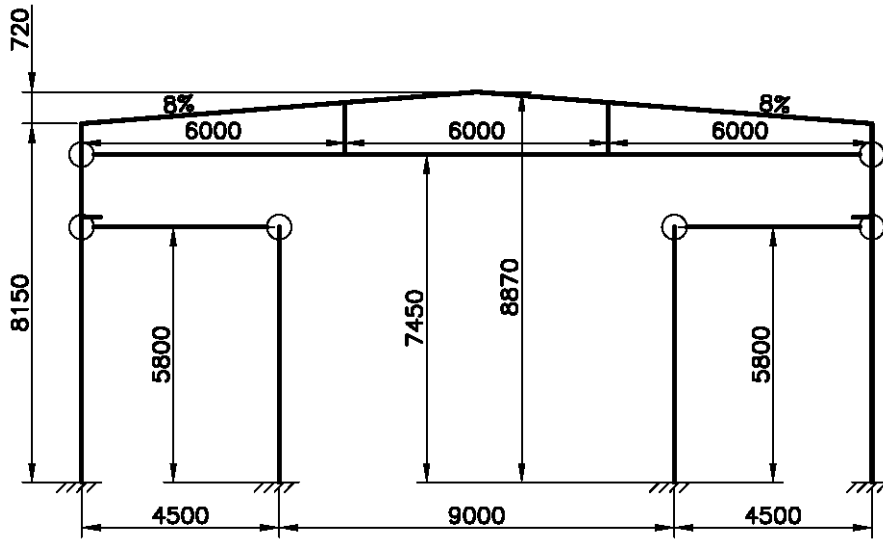
- Pórtico hastial Sur:
 - Dintel: IPE-160
 - Pilar esquina: HEA-200
 - Pilar intermedio: IPE-270

Sus dimensiones son las siguientes:



- Pórtico hastial Norte:
 - Dintel: IPE-270
 - Pilar esquina: HEA-200
 - Pilar intermedio: IPE-360 (Con cantonera inferior)
 - Jácena entre pilares: Tubo cuadrado #120x120x4
 - Cabecero puerta: IPE-240

Sus dimensiones son las siguientes:

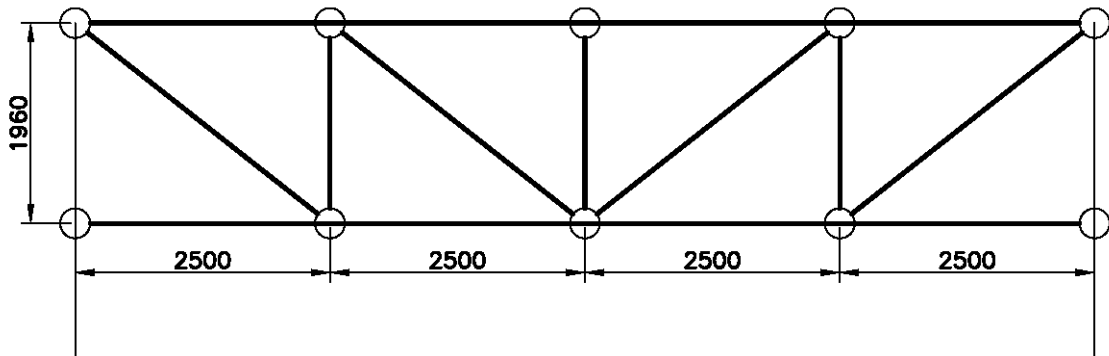


10.4.9 Celosía soporte pórtico especial

La celosía diseñada para ejercer de soporte del dintel del pórtico especial en su fachada Este (Alineación 1), está formada por los siguientes perfiles metálicos:

- Cordón superior e inferior: IPE-270
- Montantes y diagonales: Tubo cuadrado #90x90x4

Sus dimensiones son las siguientes:



10.4.10 Estructuras de arriostramiento

Para los arriostramientos se emplearán los siguientes perfiles:

- Montantes: Tubo cuadrado #90x90x4
- Diagonales: Angular L-50x5

10.4.11 Estructuras de atado

A lo largo de las alineaciones 1 y 6 se disponen barras a la altura del alero que conectan todos los pórticos de cada una de estas alineaciones, el perfil seleccionado para cumplir con esta función es: Tubo cuadrado #90x90x4.

10.5 Puente grúa

Para realizar los trabajos de fabricación, propios del taller de calderería, que se va a instalar en la nave, es necesaria la instalación de un puente grúa de capacidad de carga 8.000kg, para una luz de 18 metros y que su trayectoria transcurra a lo largo y la estructura de la nave y en su zona de acopio.

10.6 Protección contra incendios

De acuerdo con el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales (RSCI-04).

La nave industrial: Taller de calderería queda catalogada como **edificio tipo C**

Con una densidad de carga de fuego: $Q_s < 425 \text{ MJ} / \text{m}^2$

Lo que conlleva un nivel de riesgo intrínseco: **BAJO**

Así la estabilidad al fuego necesaria para los elementos estructurales, es de grado: R30 (EF-30)

11 Conclusión

11.1 Al comienzo de la obra

Los requisitos para el comienzo de obra serán:

1º - Proyecto de EJECUCIÓN visado por el Colegio Oficial de Ingenieros Industriales.

2º - LICENCIA municipal de obras y demás autorizaciones administrativas.

3º - PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD, de acuerdo a la legislación vigente.

APROBACIÓN de dicho Plan (previa al inicio de las obras) por el Coordinador o si este no es necesario, por la Dirección Facultativa.

4º - Cualquier otra cumplimentación determinada por la legislación vigente.

11.2 Documentación en obra

- PROYECTO BASICO Y DE EJECUCIÓN

- LIBRO DE ÓRDENES

- PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO

- LIBRO DE INCIDENCIAS

- AVISO PREVIO (Con designación de coordinador, entre otros datos)

- Cualquier otra documentación determinada por la legislación vigente.

Se construirá siguiendo las normas de buena construcción y utilizando preferiblemente materiales propios de la región.

Se seguirán las indicaciones del Ingeniero, que dará en caso necesario, las características de los materiales y detalles constructivos no especificados en estos documentos. En ningún caso se modificarán las características del proyecto sin la previa autorización del Ingeniero.

Los elementos auxiliares y de seguridad se ejecutarán en total conformidad con la reglamentación vigente que legalmente es de aplicación para los mismos.

11.3 Al finalizar la obra

El plazo estimado para la ejecución de esta obra es de un mes. Al producirse la recepción de la obra y comprobarse que cumple con lo que se indica en este proyecto, se realizarán los siguientes pasos.

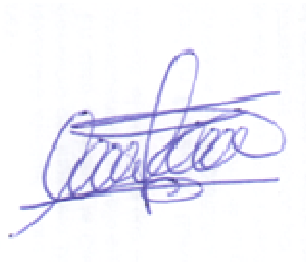
- Deberá suscribir, al menos con el constructor, el Acta de Recepción de la Obra.
- Deberá suscribir los seguros previstos en la Ley de la Edificación
- Deberá entregar, en su caso, al(os) adquirente(s), el Libro del Edificio

12 Resumen de presupuesto

El presupuesto total asciende a la cantidad de **#429.454,98€#** CUATROCIENTOS VEINTINUEVE MIL CUATROCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO con NOVENTA Y OCHO CENTIMOS

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso.



Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Industrial

Cálculo estructura nave industrial: Taller de
calderería

Planos

Autor/

Javier Tarancón Alonso

Director

Víctor Tabuenca Cintora

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Año 2017

Planos

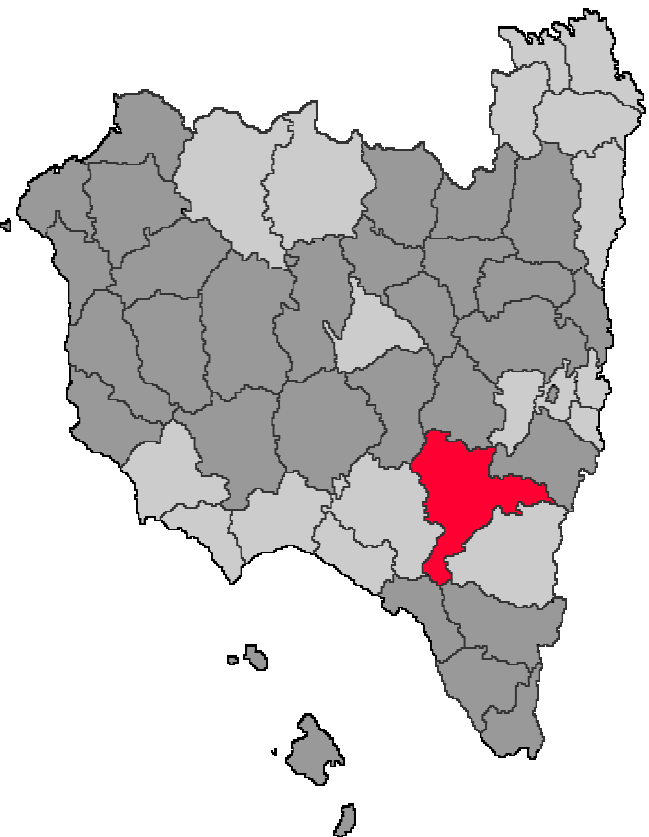
Índice

- 1 **Situación**
- 2 **Emplazamiento**
- 3 **Vistas**
- 4 **Cimentación**
- 5 **Cubierta**
- 6 **Pórticos transversales**
- 7 **Pórticos longitudinales**
- 8 **Cerramiento**
- 9 **Uniones**
- 10 **Remates**

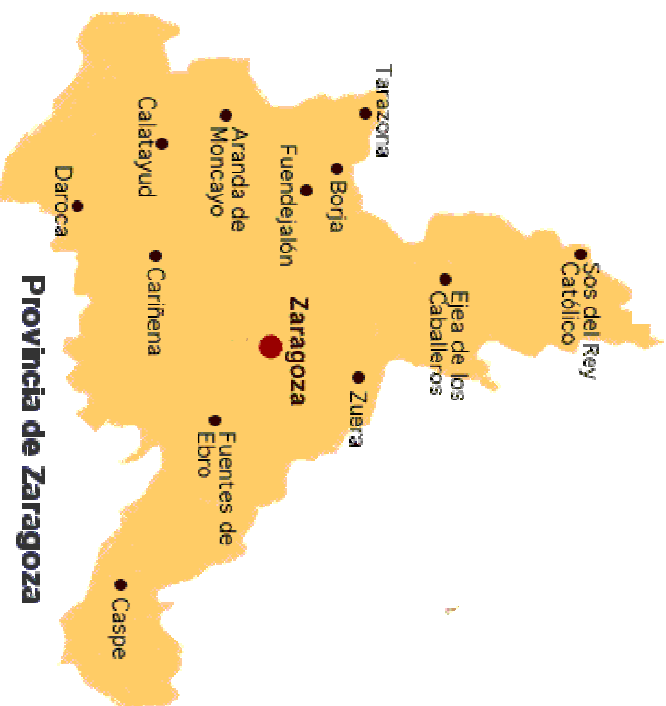
PLANO CONTINENTAL



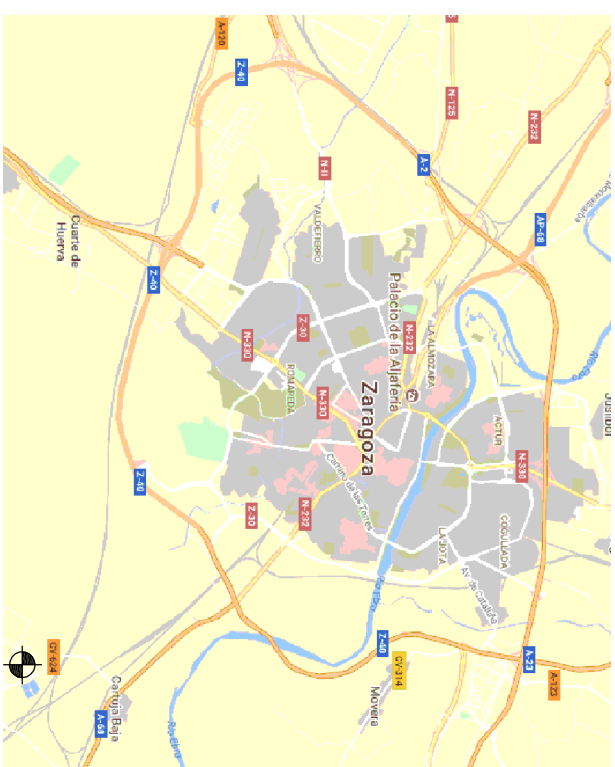
PLANO REGIONAL



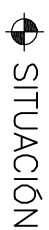
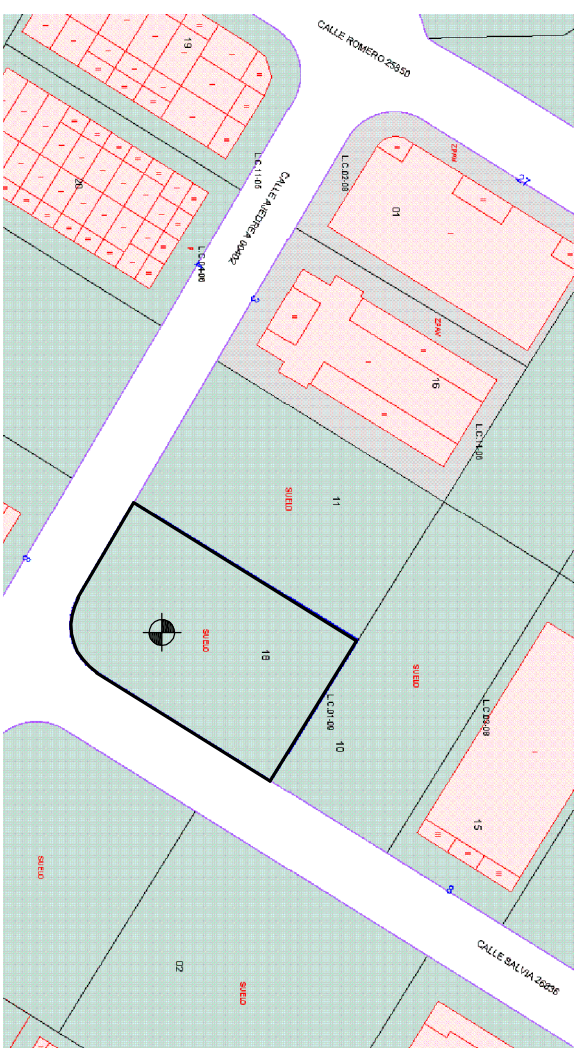
PLANO PROVINCIAL



PLANO LOCAL



PLANO ZONAL



POLIGONO INDUSTRIAL EMPRESARIUM
 PARCELA 11A S88/2
 50720 ZARAGOZA (ZARAGOZA)
 REFERENCIA CATASTRAL 1153818XM8015C00001KB

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

FIRMA	PLANO 01 HOJA 1 de 1	
	DIBUJADO	J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17 S/E	

F

E

D

C

B

A

F

E

D

C

B

A

1

2

3

4

5

6

7

8

1

2

3

4

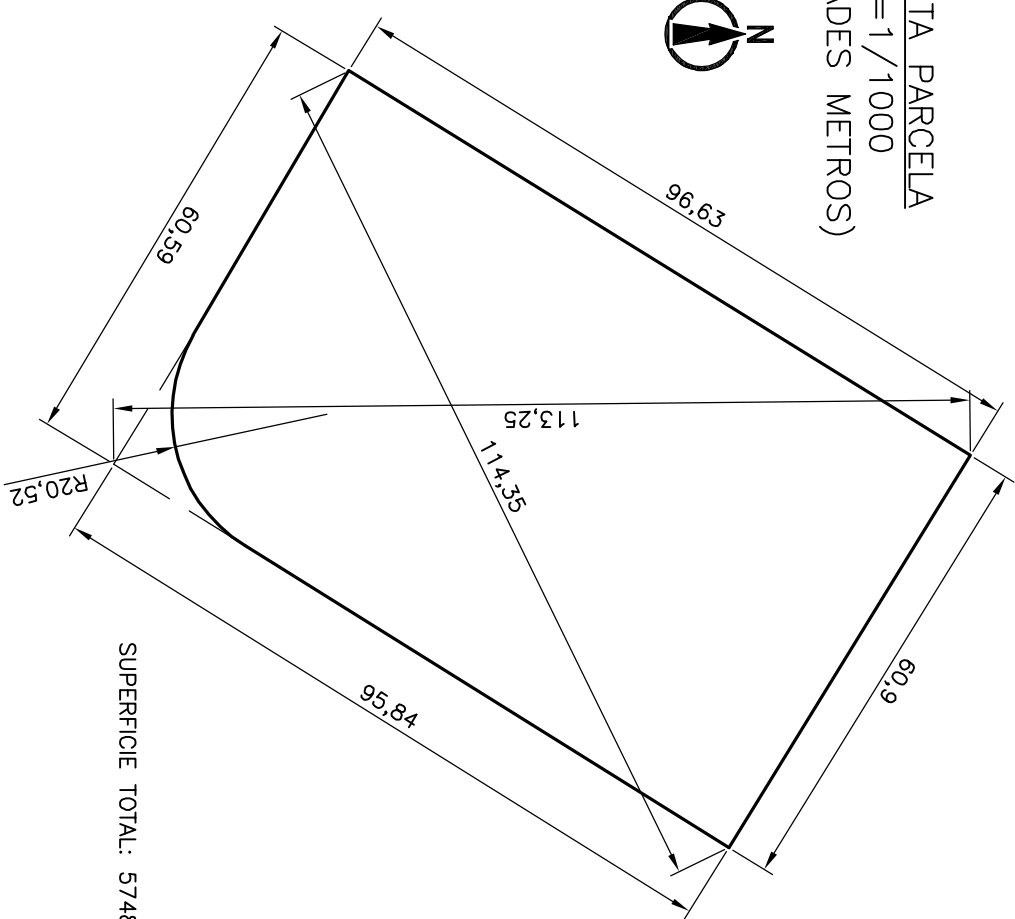
5

6

7

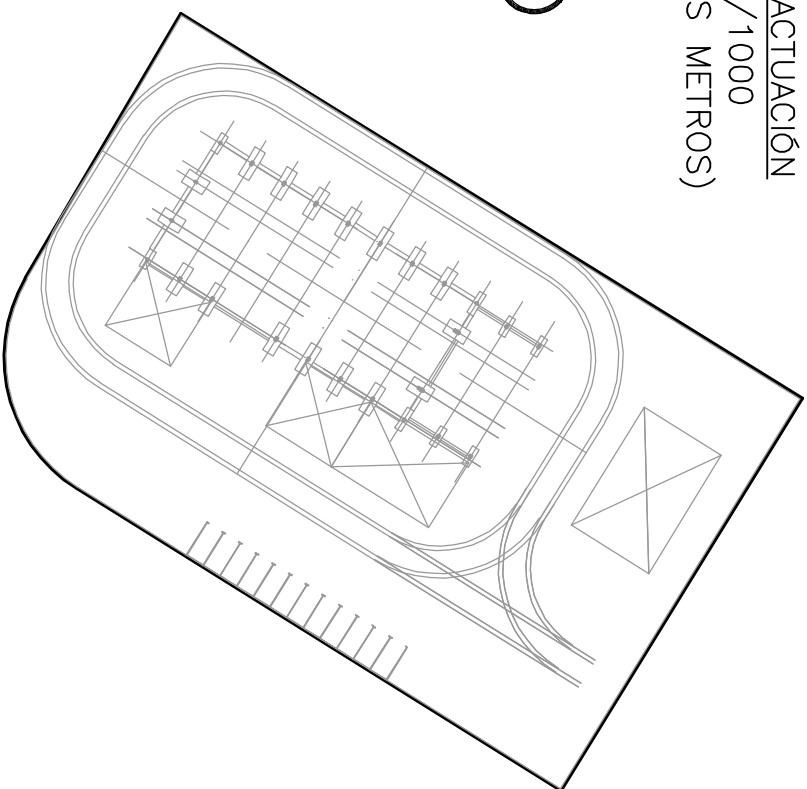
8

PLANTA PARCELA
E=1/1000
(UNIDADES METROS)



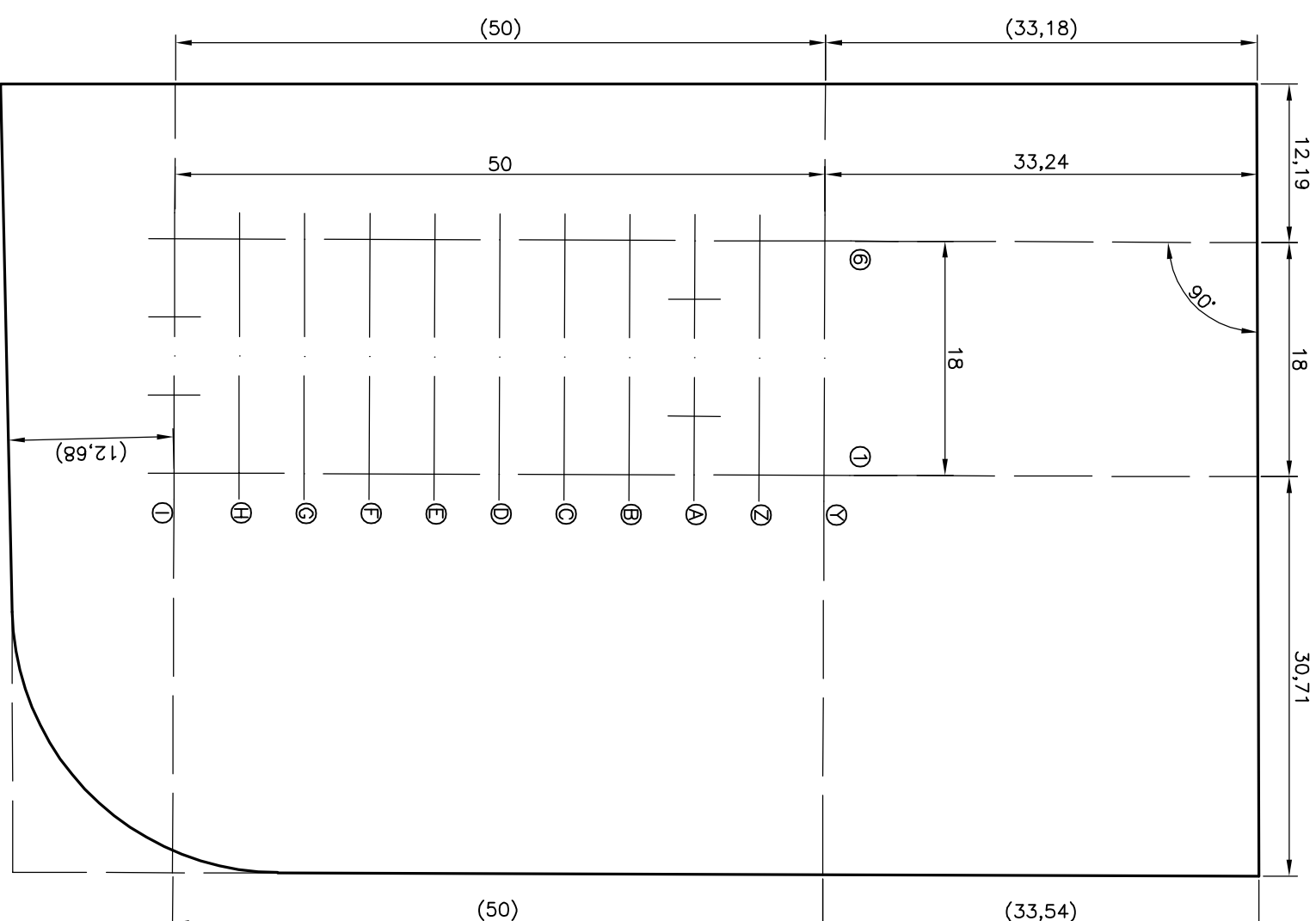
SUPERFICIE TOTAL: 5748m²

PLANTA ACTUACIÓN
E=1/1000
(UNIDADES METROS)



SUPERFICIE CONSTRUCCIÓN: 1529m²

PLANTA
E=1/500
(UNIDADES METROS)

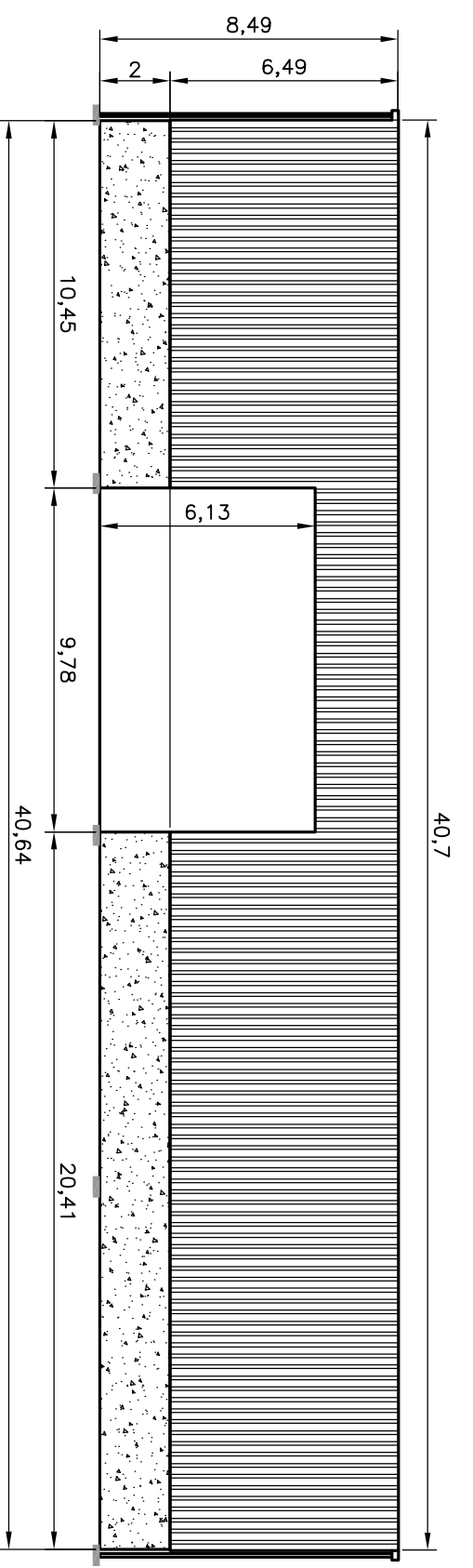


ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

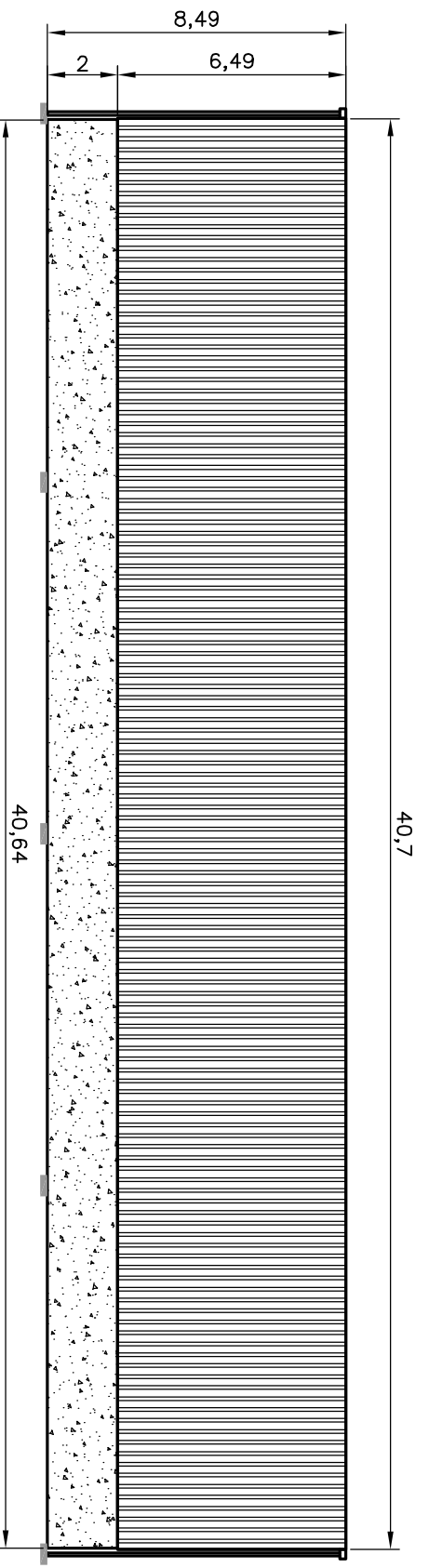
EMPLAZAMIENTO

FIRMA	PLANO 02 HOJA 1 de 1
DIBUJADO	J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17
	VARIAS

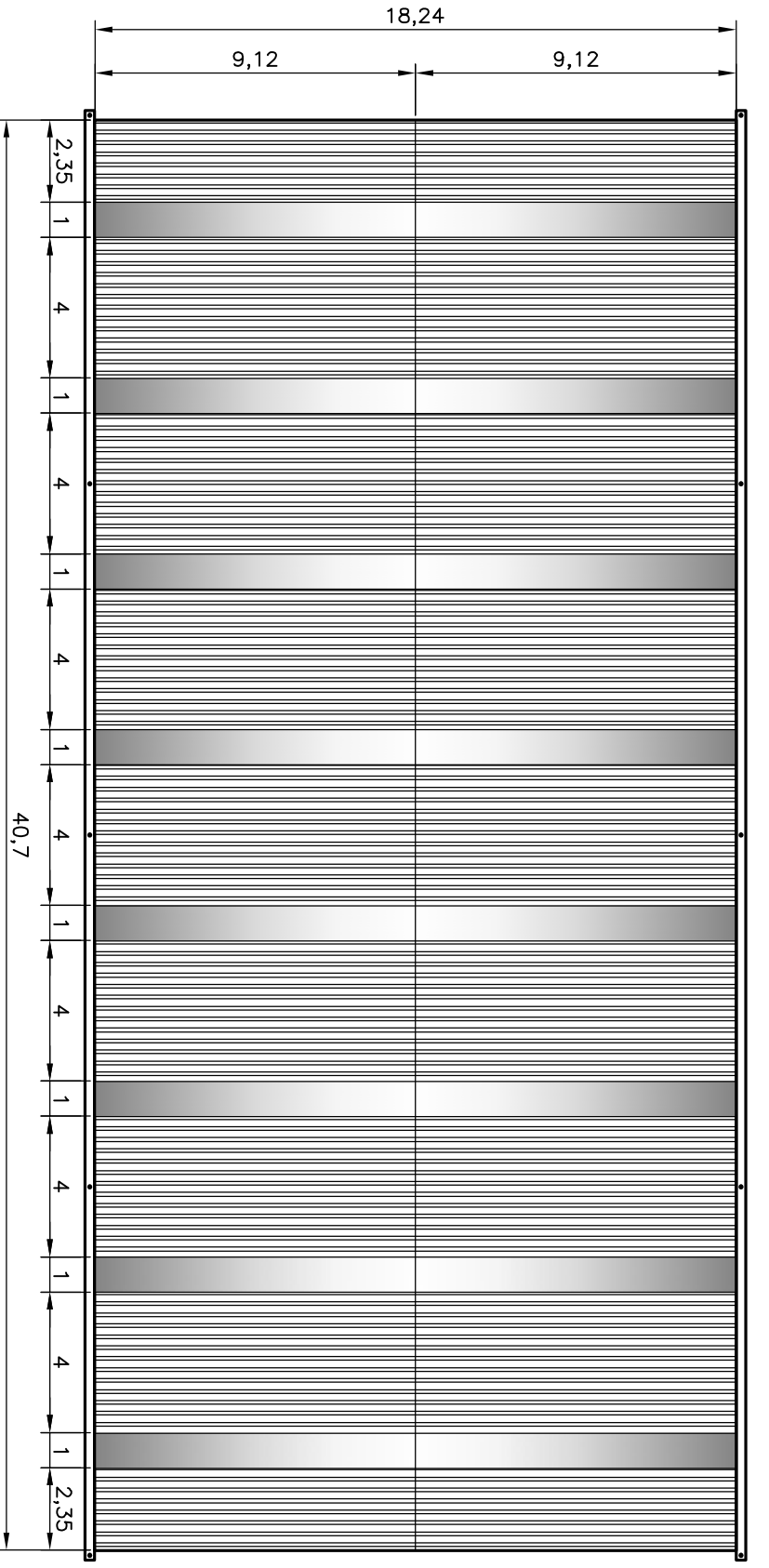
ALZADO ALINEACIÓN 1
E=1/200
(UNIDADES METROS)



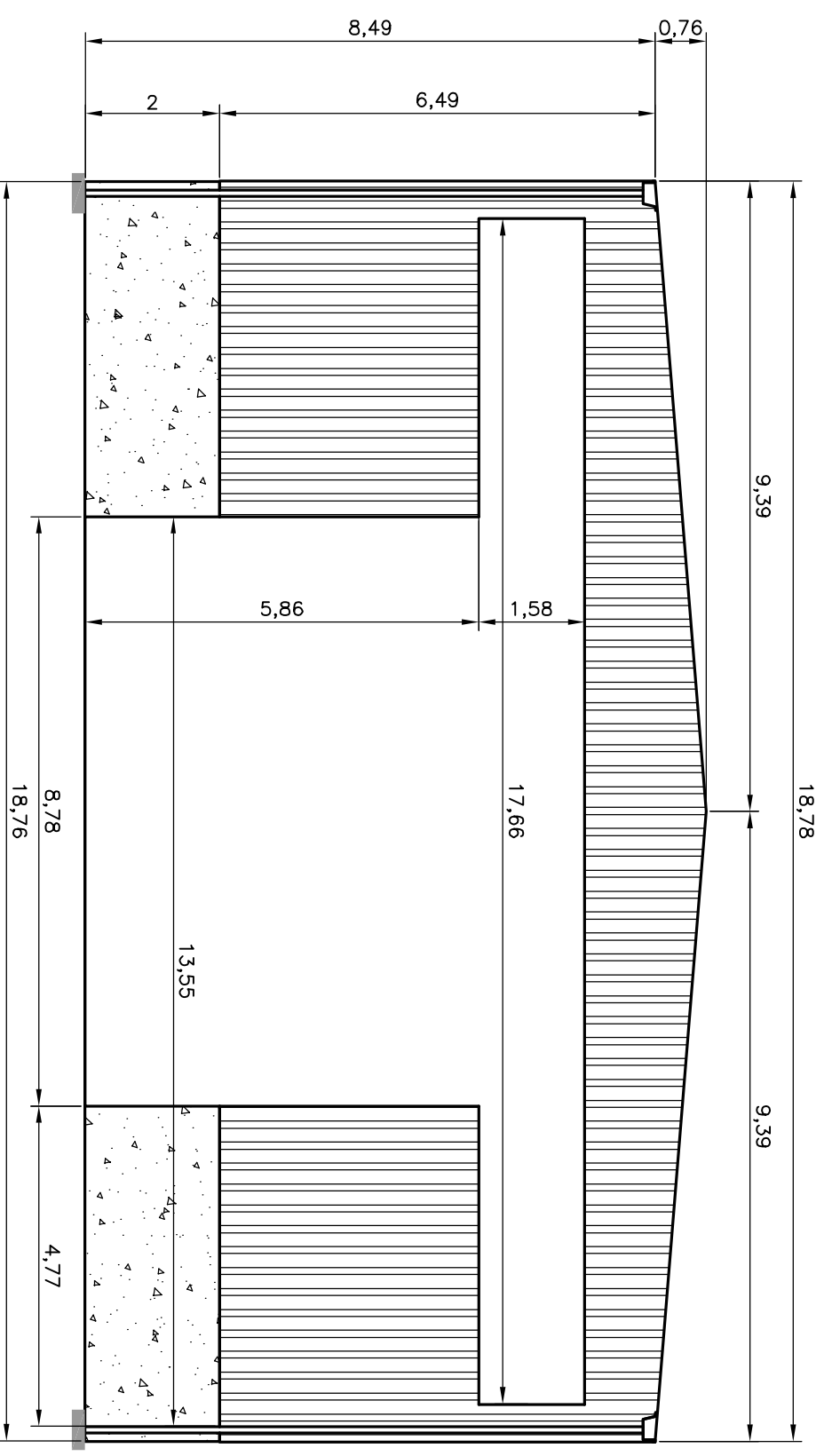
ALZADO ALINEACIÓN 6
E=1/200
(UNIDADES METROS)



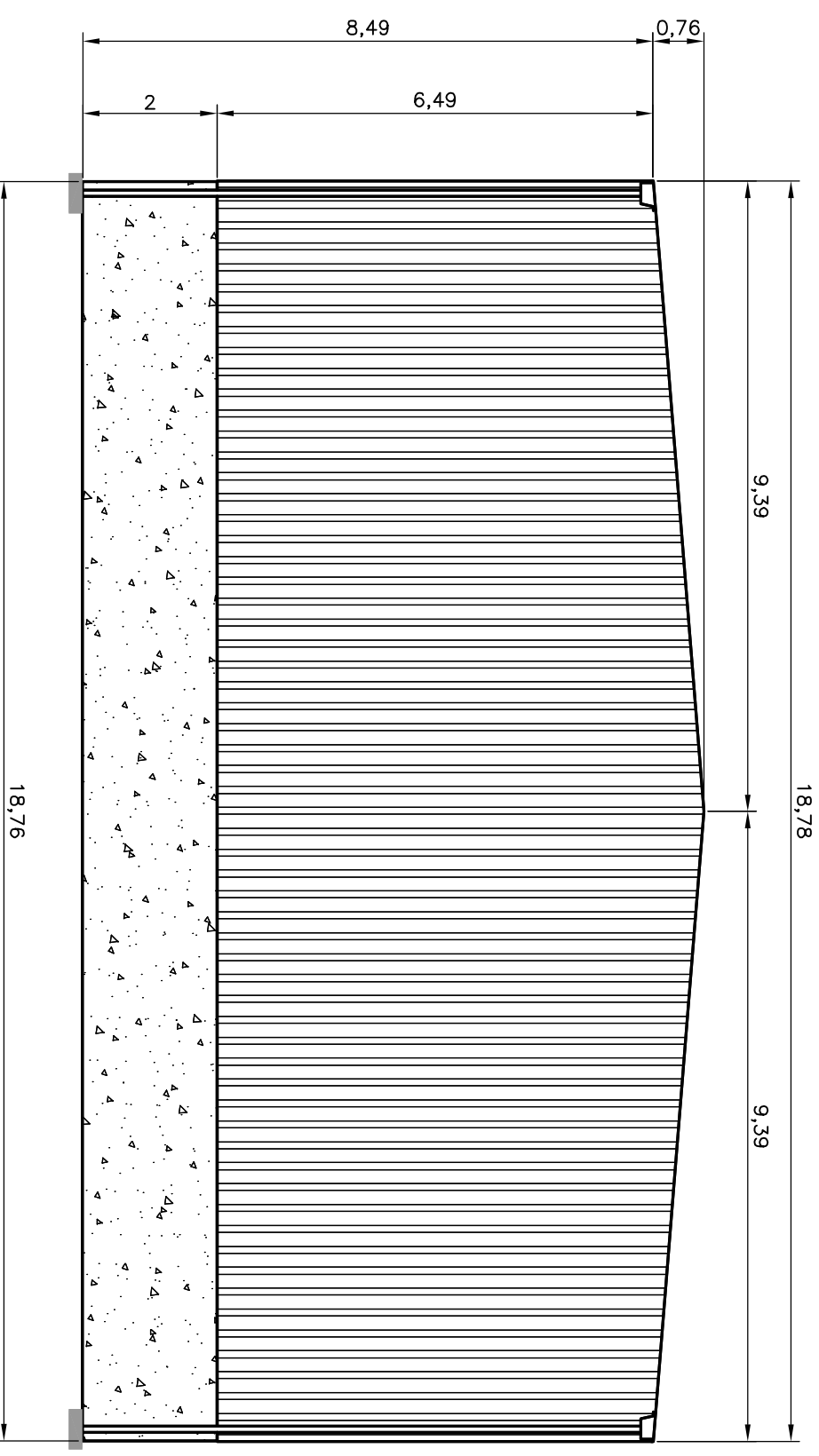
PLANTA
E=1/200
(UNIDADES METROS)



ALZADO ALINEACIÓN A
E=1/100
(UNIDADES METROS)



ALZADO ALINEACIÓN I
E=1/100
(UNIDADES METROS)



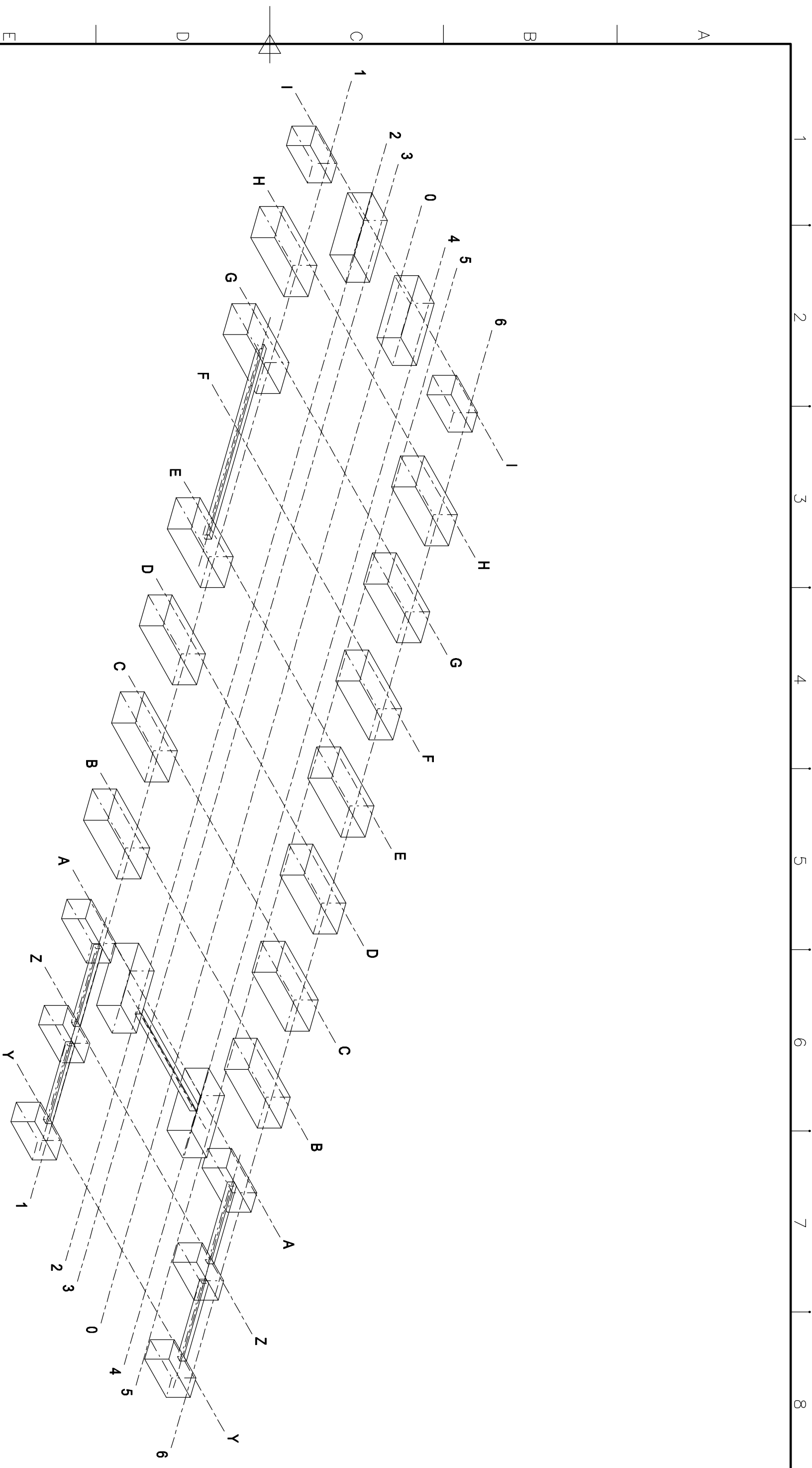
ARQUETA 600x600mm²

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA

PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL

CÁLCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

PLANTA	FIRMA	PLANO 03	HUJA 1 de 10
ALZADO		DIBUJADO	J. TARANÓN
Y PERFIL		ESCALA	SEPTIEMBRE-17
			VARIAS



ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

VISTAS
 CIMENTACIÓN
 3D

FIRMA	PLANO 03 HOJA 2 de 10
DIBUJADO	J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17
	S/E

F

E

D

C

B

A

F

E

D

C

B

A

1

2

3

4

5

6

7

8

1

2

3

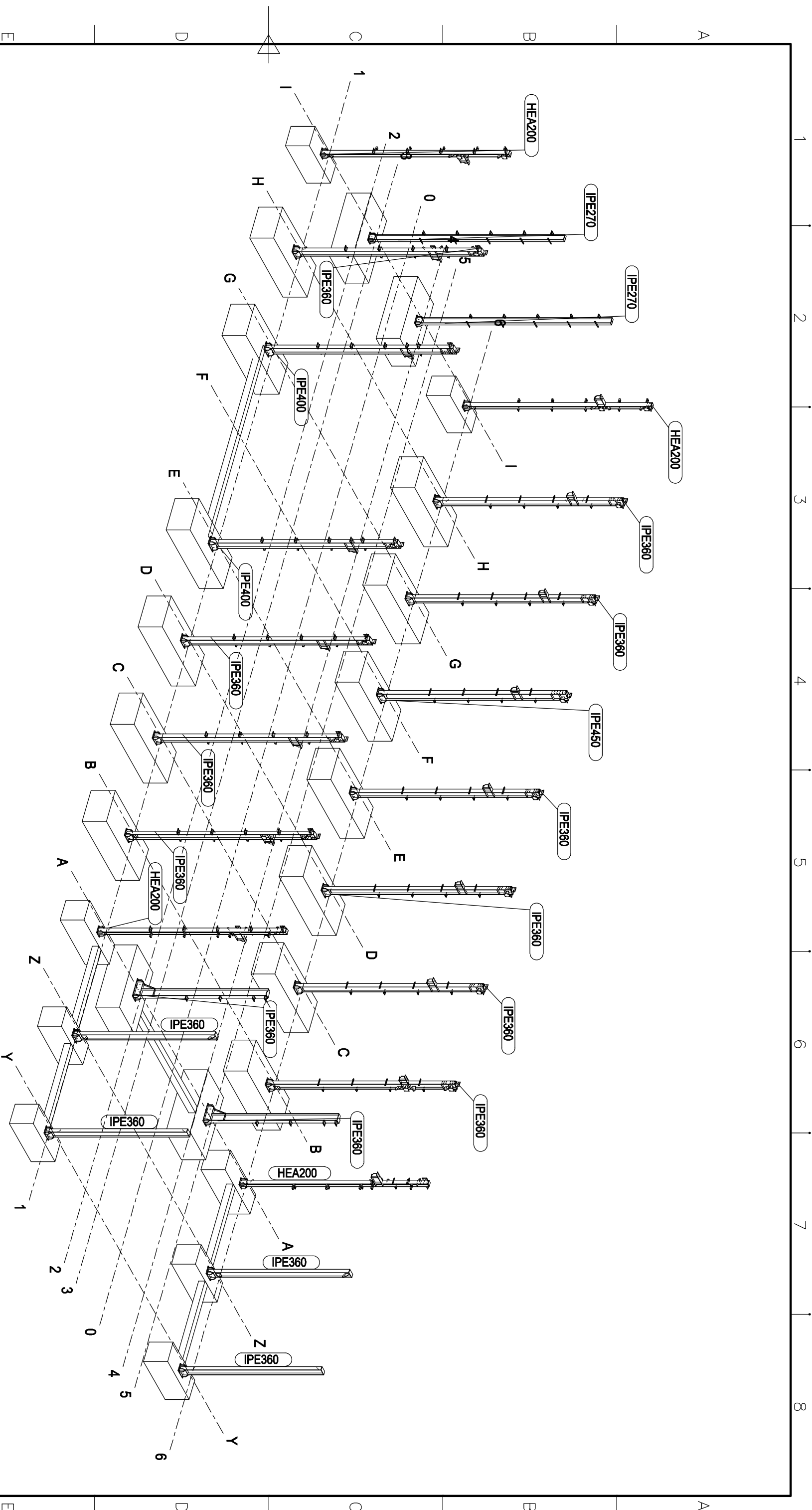
4

5

6

7

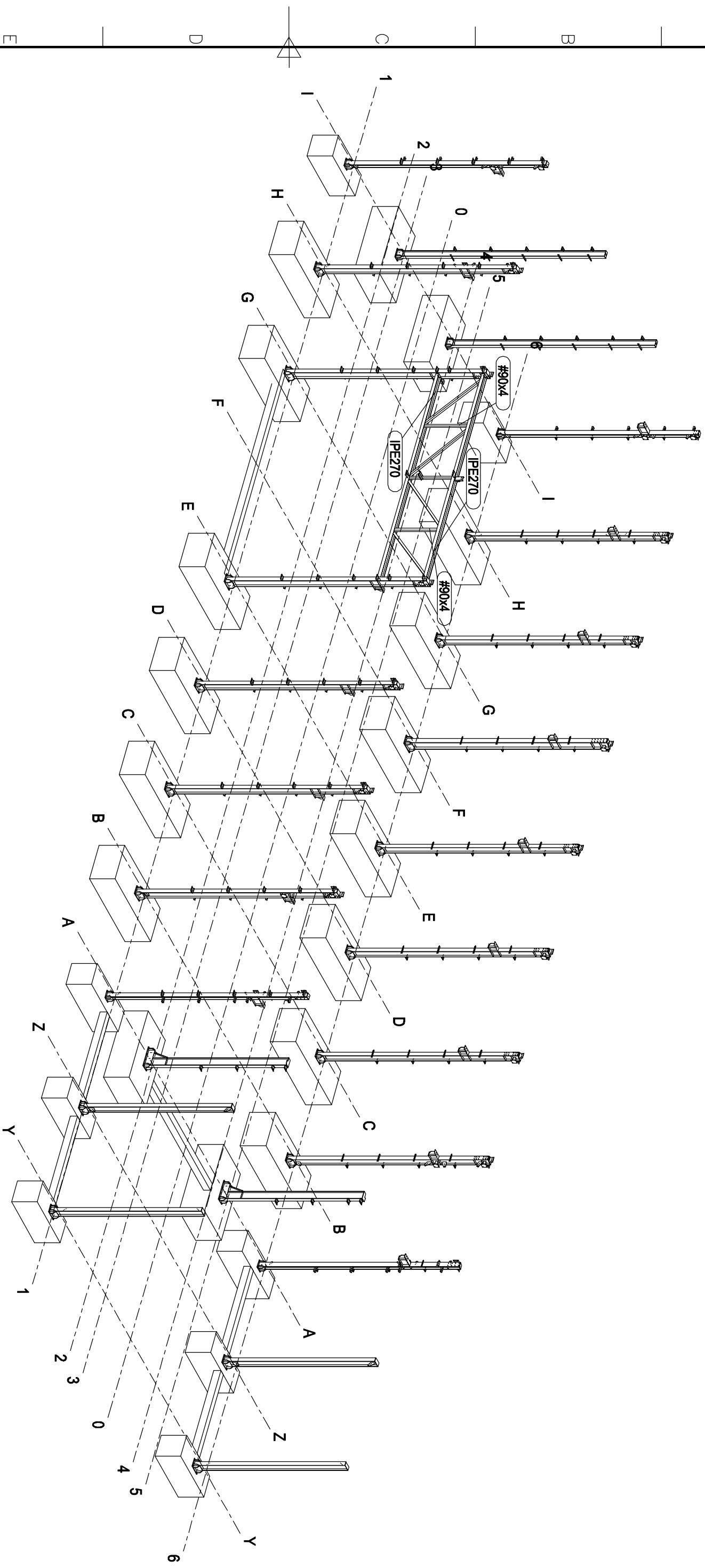
8



ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

VISTAS
 PILARES
 3D

FIRMA	PLANO 03 HOJA 3 de 10
DIBUJADO	J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17
	S/E



ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA

PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL

CÁLCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

VISTAS PLANO 03 HOJA 4 de 10

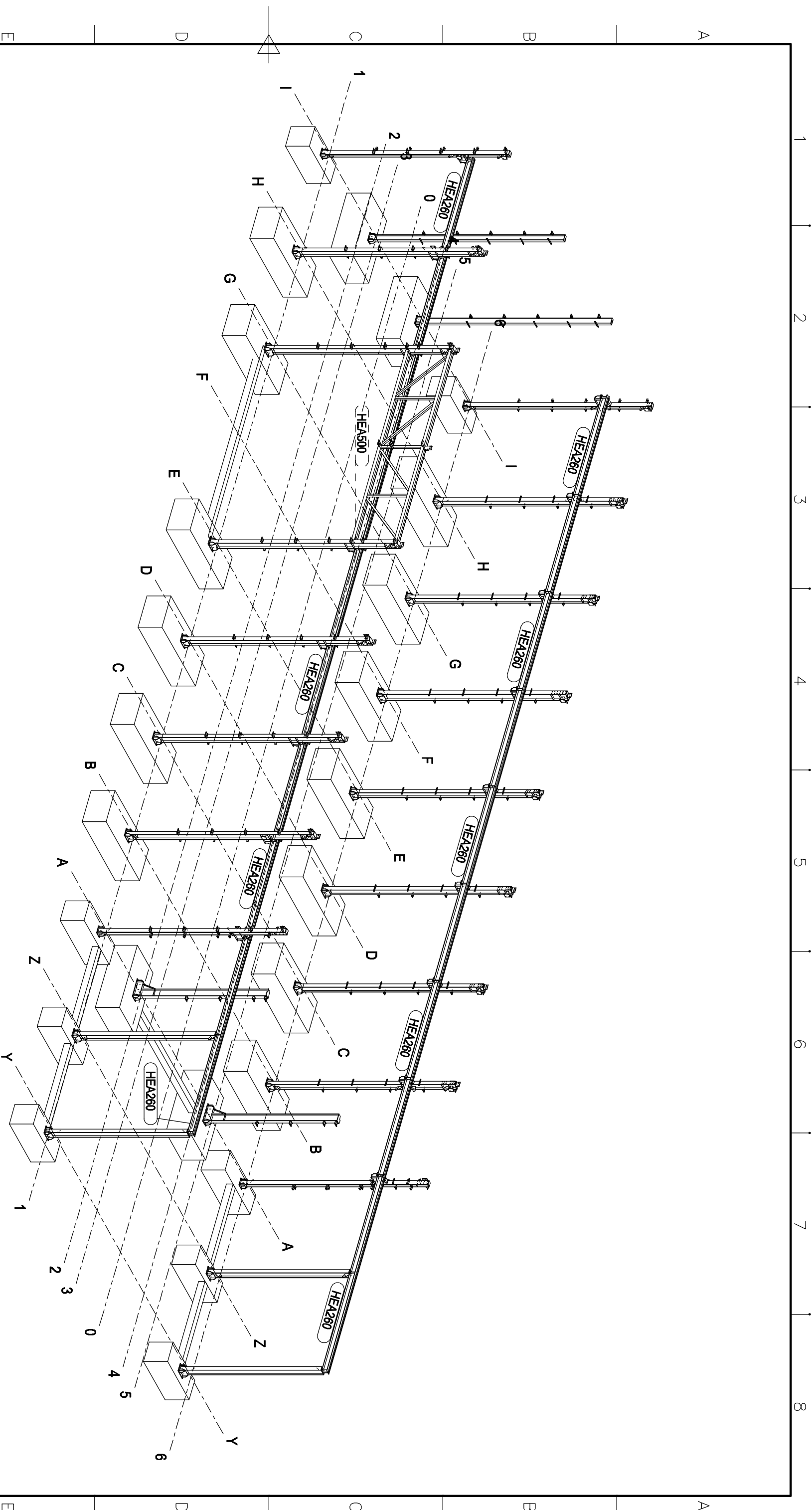
CELOSÍA J. TARANCÓN

3D SEPTIEMBRE-17

FIRMA

DIBUJADO ESCALA

S/E

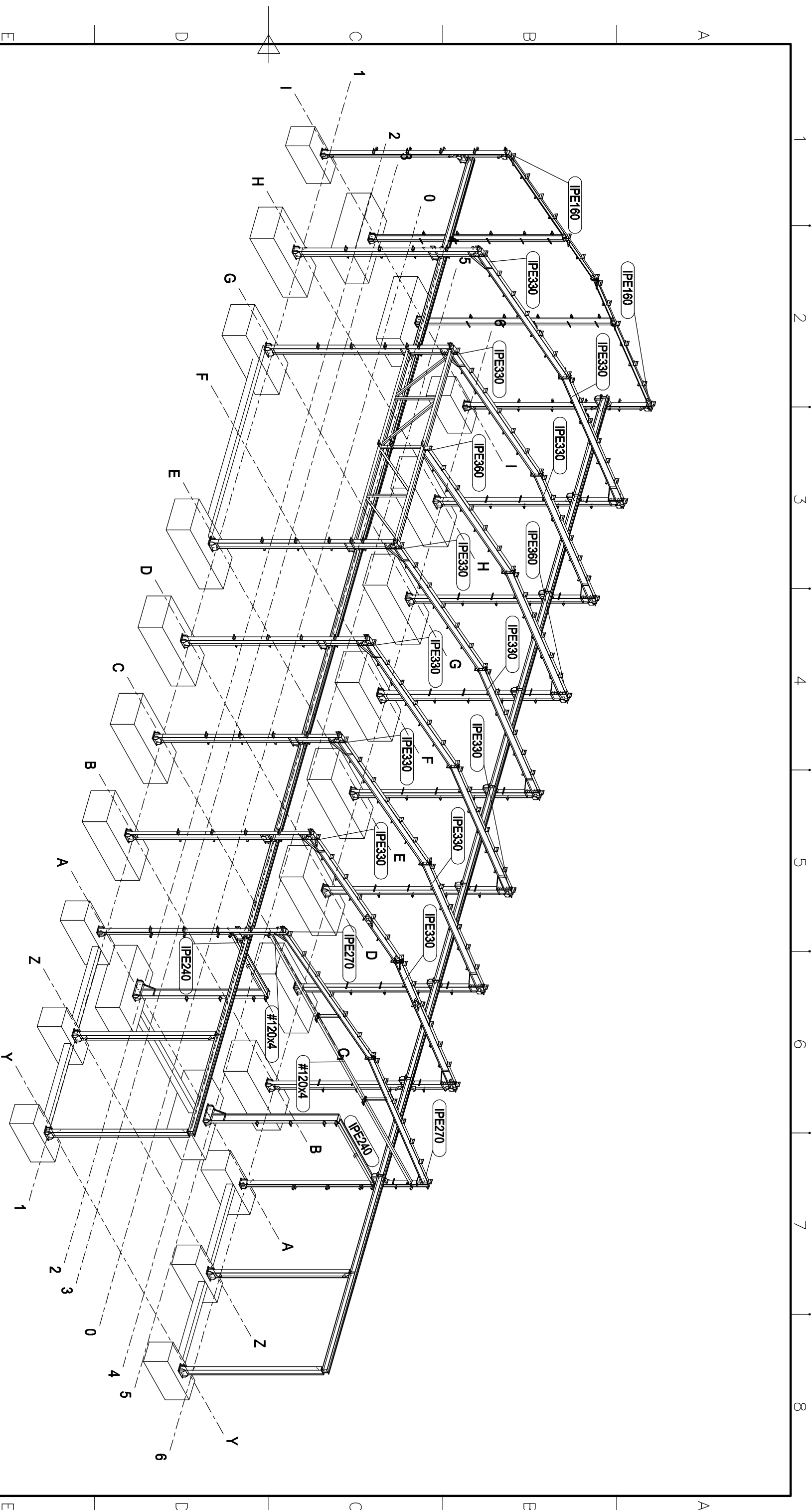


ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

VISTAS
 VIGA CARRIL
 3D

FIRMA	PLANO 03 HOJA 5 de 10
DIBUJADO	J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17
	S/E

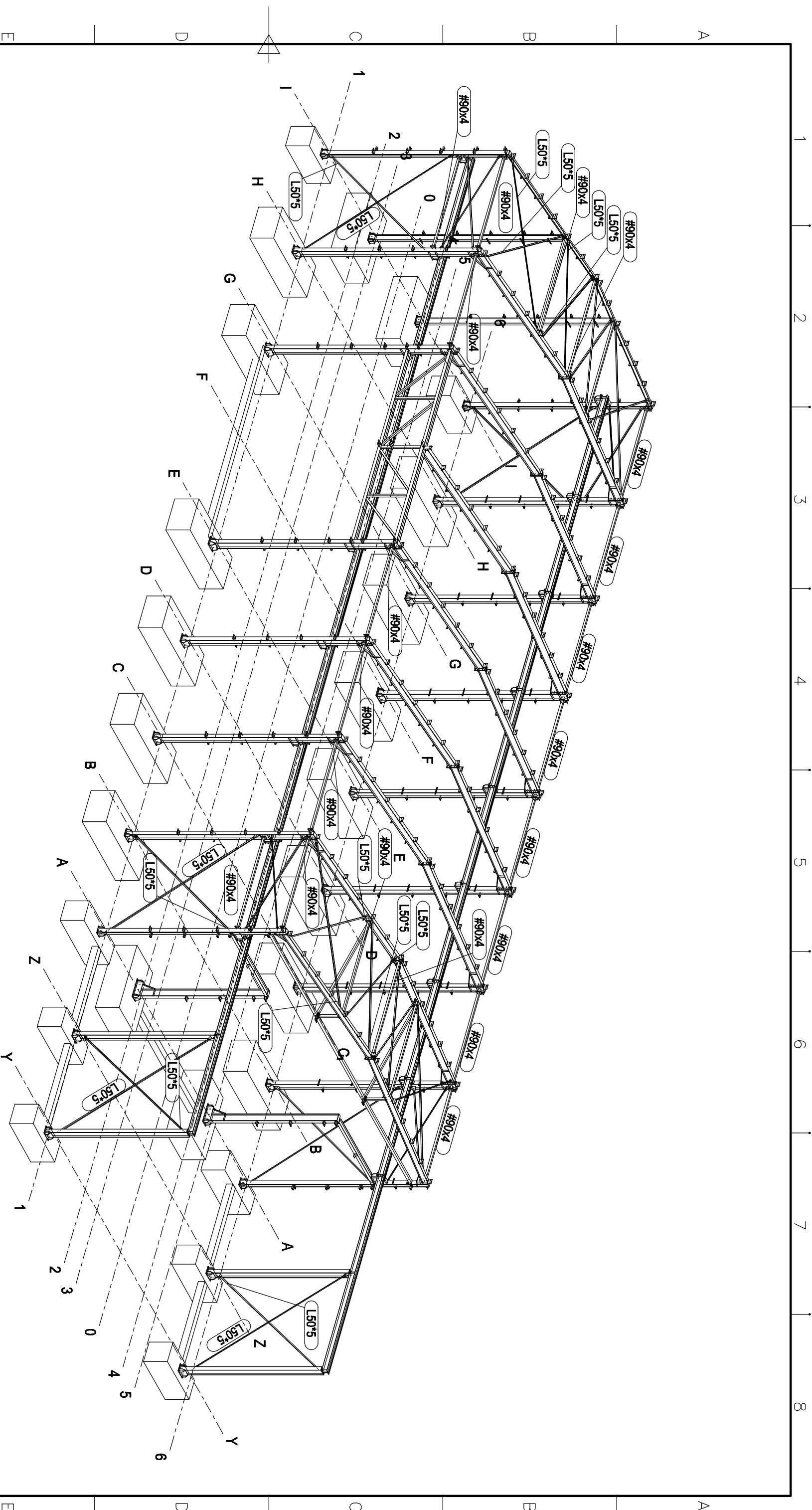
1 2 3 4 5 6 7 8



ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA


VISTAS
 DINTELES
 3D

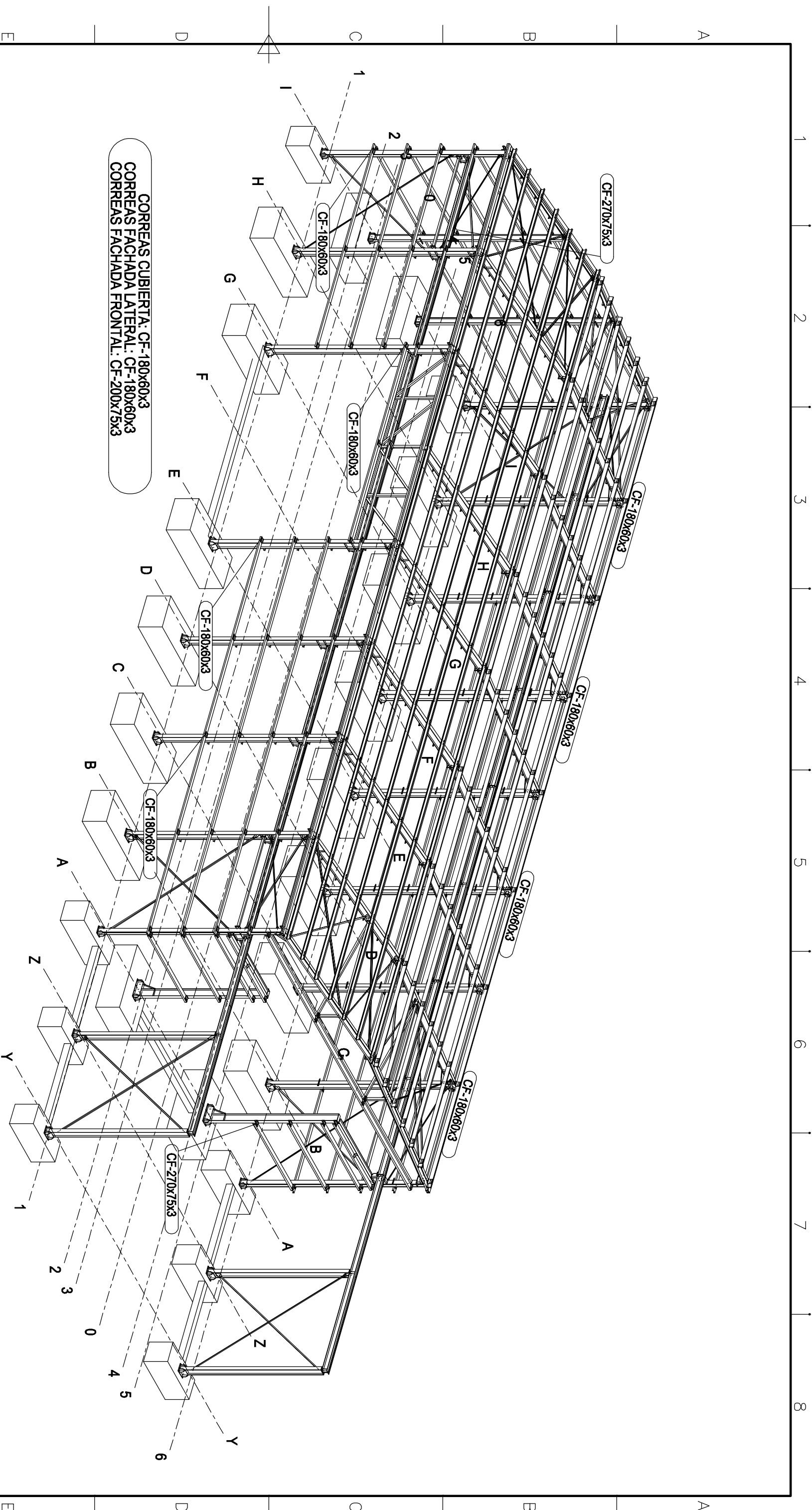
FIRMA	PLANO 03 HOJA 6 de 10
DIBUJADO	J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17
	S/E



ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA


VISTAS
 ARRIOSTRAMIENTO Y ATADOS
 3D

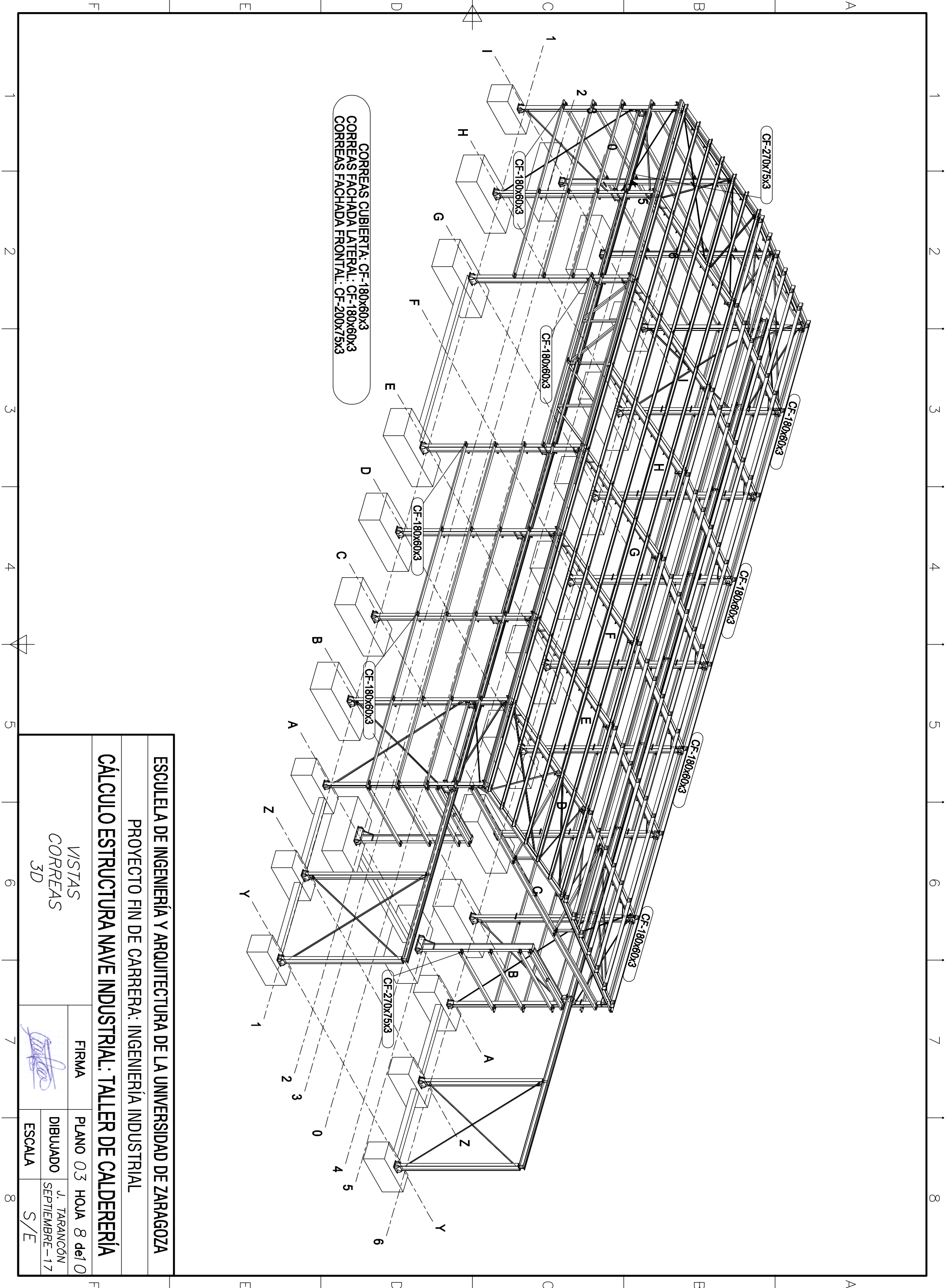
FIRMA	PLANO 03 HOJA 7 de 10
	DIBUJADO J. TARANCÓN
	SEPTIEMBRE-17
ESCALA	S/E

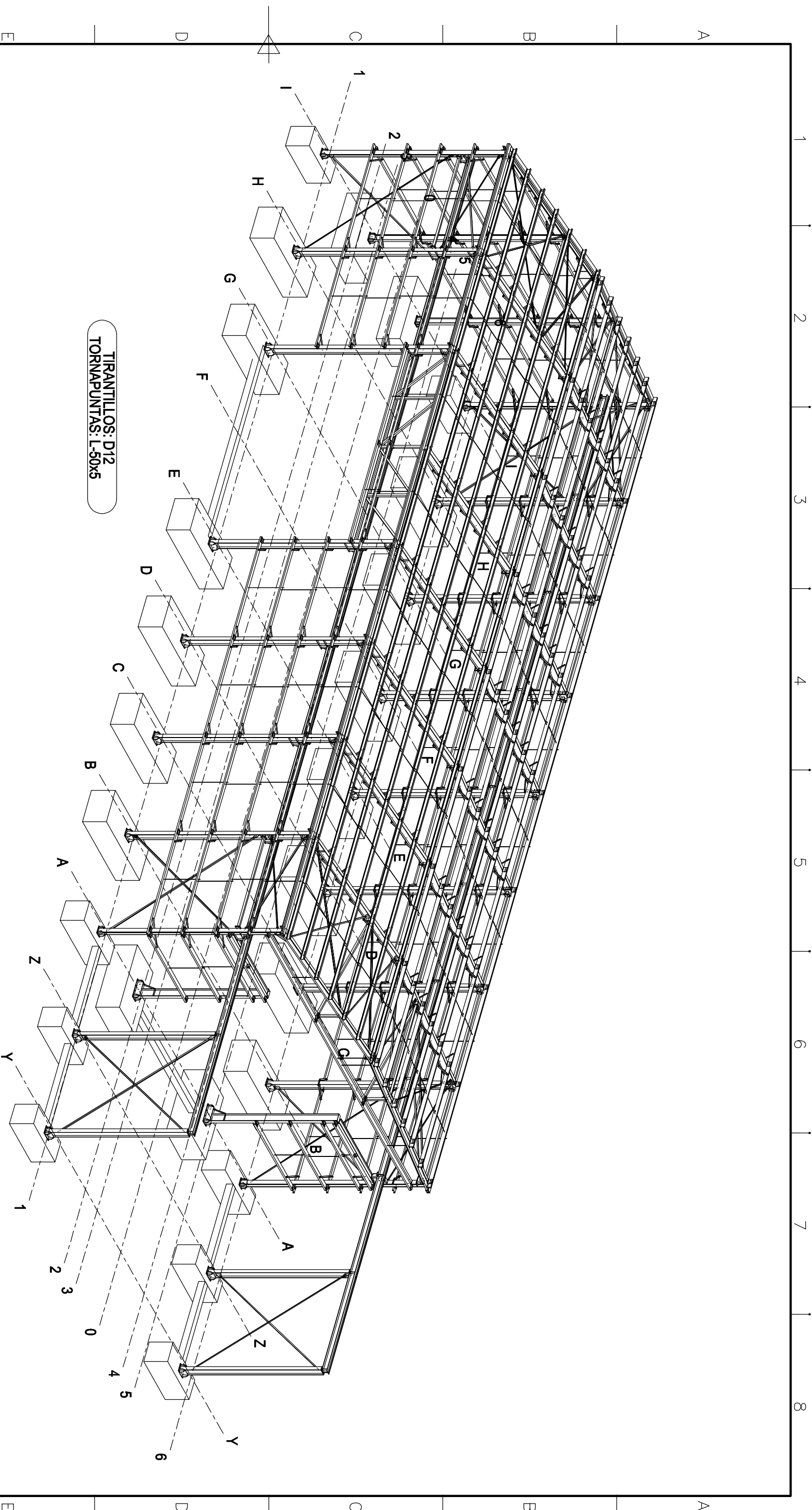


CORREAS CUBIERTA: CF-180x60x3
 CORREAS FACHADA LATERAL: CF-180x60x3
 CORREAS FACHADA FRONTAL: CF-200x75x3

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

VISTAS CORREAS 3D		FIRMA	PLANO 03 HOJA 8 de 10
			DIBUJADO J. TARANCÓN SEPTIEMBRE-17
		ESCALA	S/E



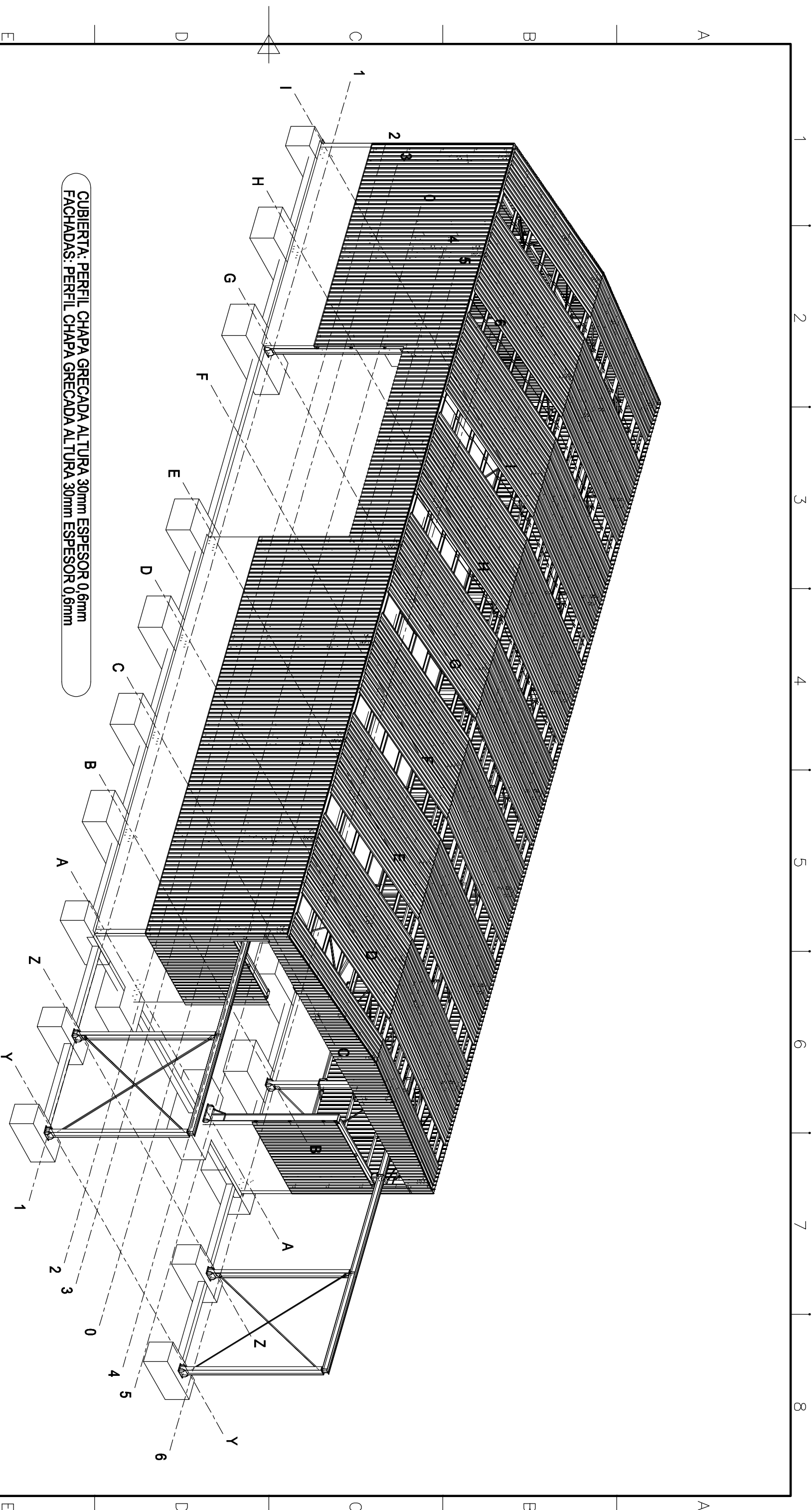


ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

VISTAS
 TIRANTILLOS Y TORNA PUNTAS
 3D

FIRMA	PLANO 03 HOJA 9 de 10
	DIBUJADO J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17
	S/E

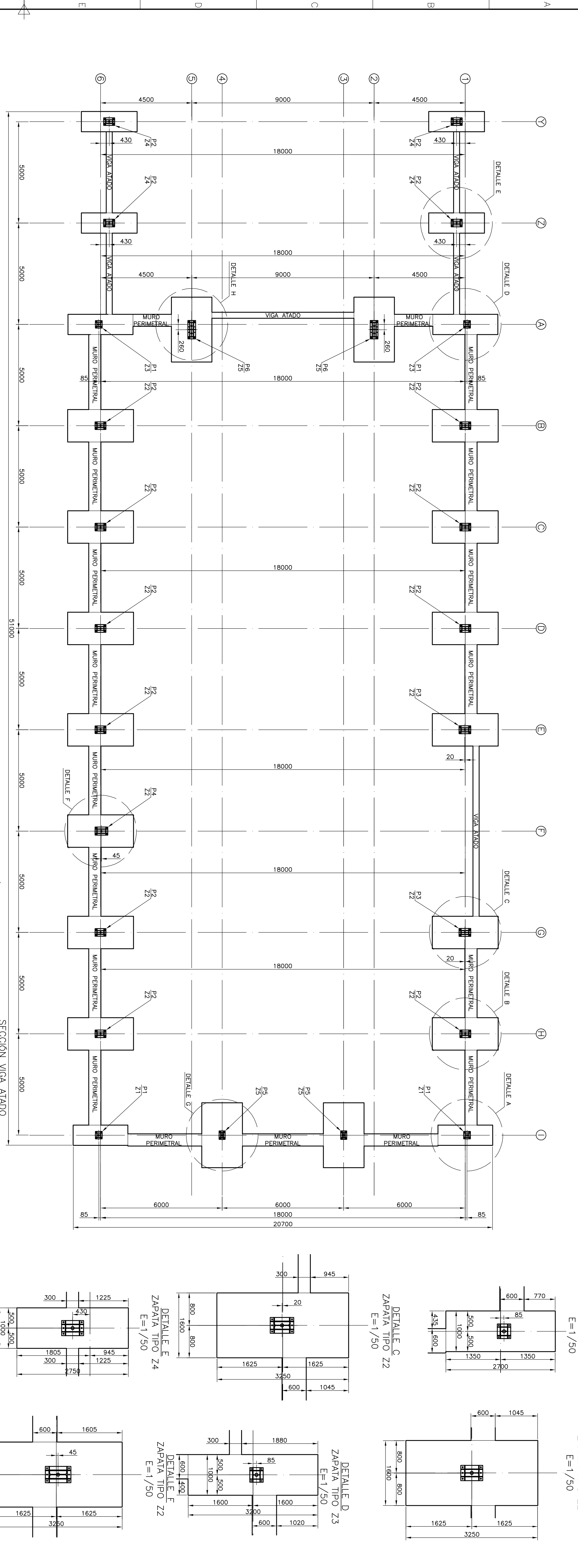
1 2 3 4 5 6 7 8



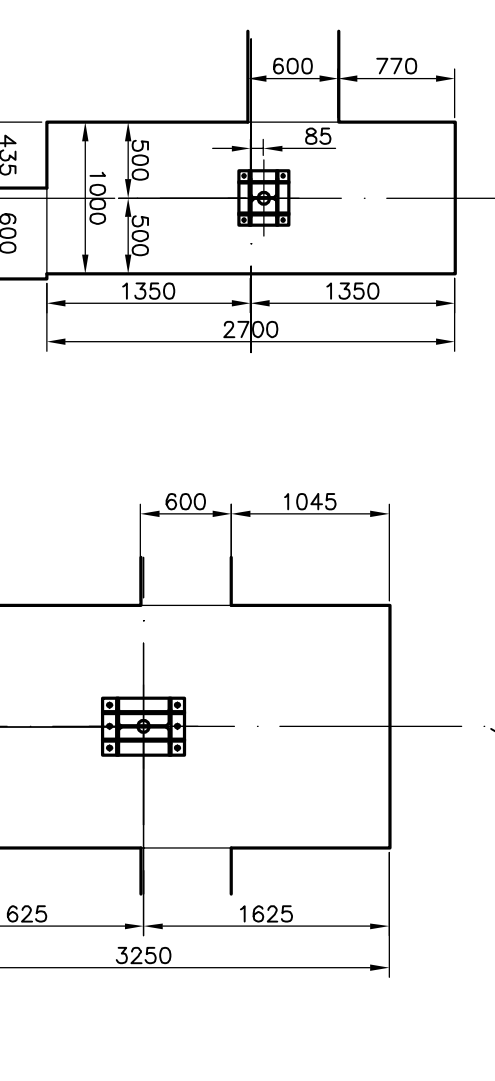
ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

VISTAS
 CERRAMIENTO
 3D

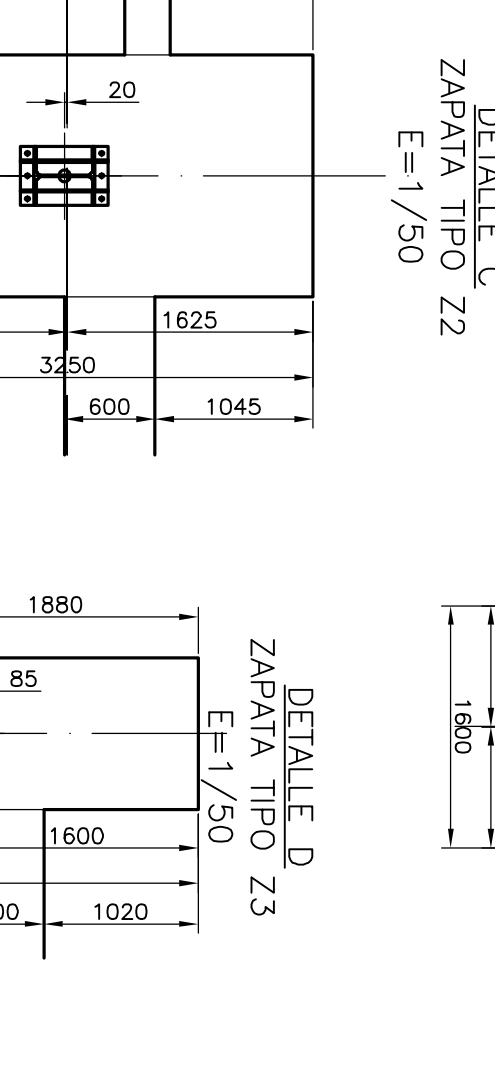
FIRMA	PLANO 03	HOJA 10 de 10
	DIBUJADO	J. TARANCÓN
	ESCALA	SEPTIEMBRE-17
		S/E



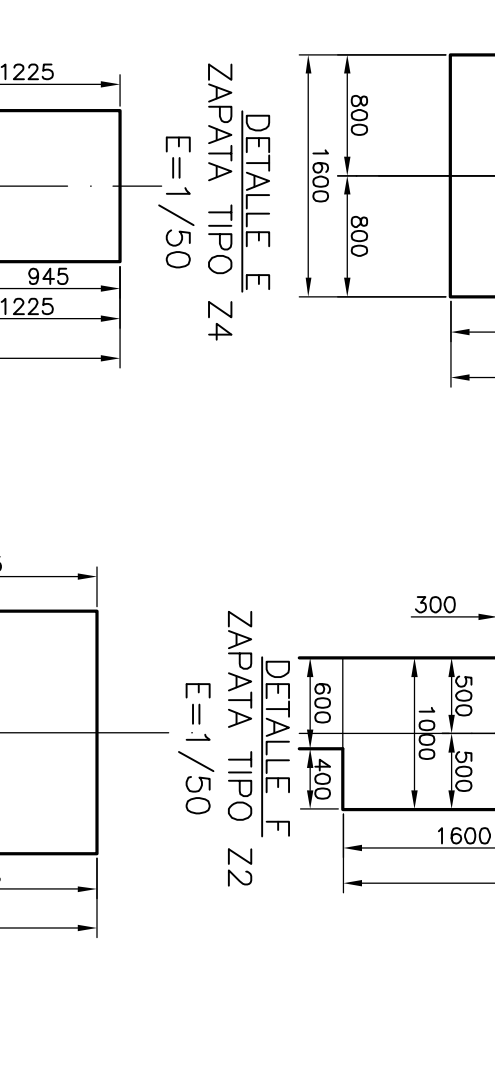
DETALLE A
ZAPATA TIPO Z1
E=1/50



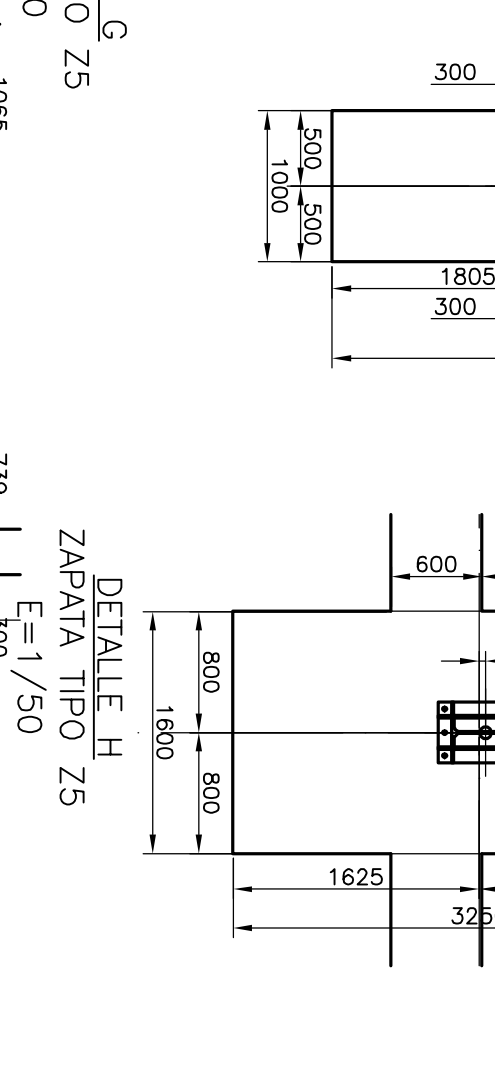
DETALLE B
ZAPATA TIPO Z2
E=1/50



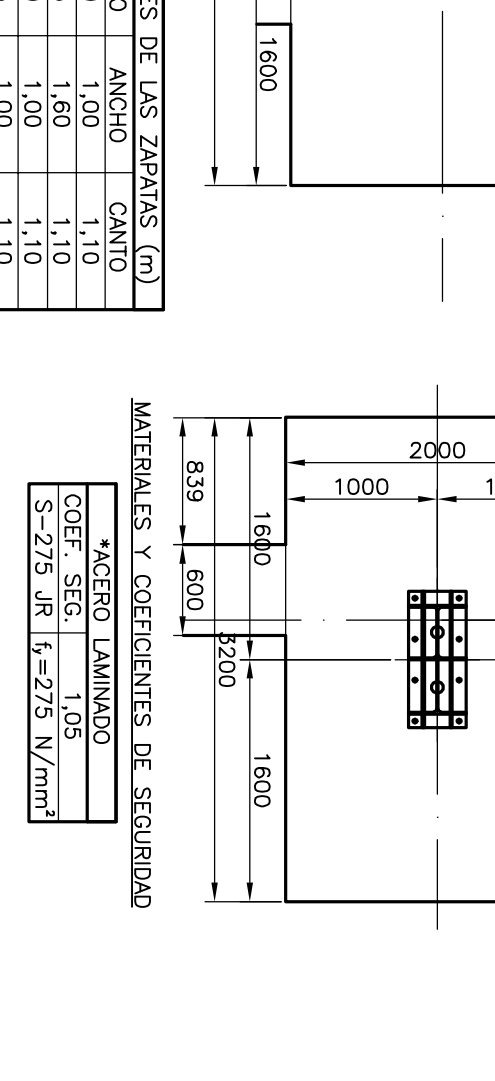
DETALLE C
ZAPATA TIPO Z2
E=1/50



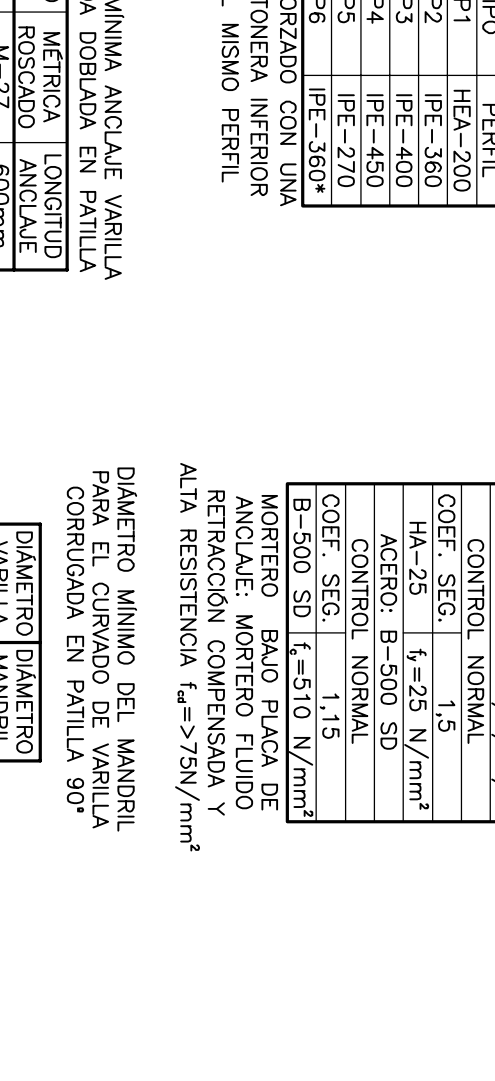
DETALLE D
ZAPATA TIPO Z3
E=1/50



DETALLE E
ZAPATA TIPO Z4
E=1/50



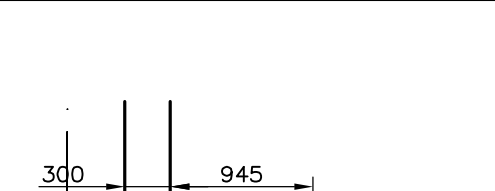
DETALLE F
ZAPATA TIPO Z2
E=1/50



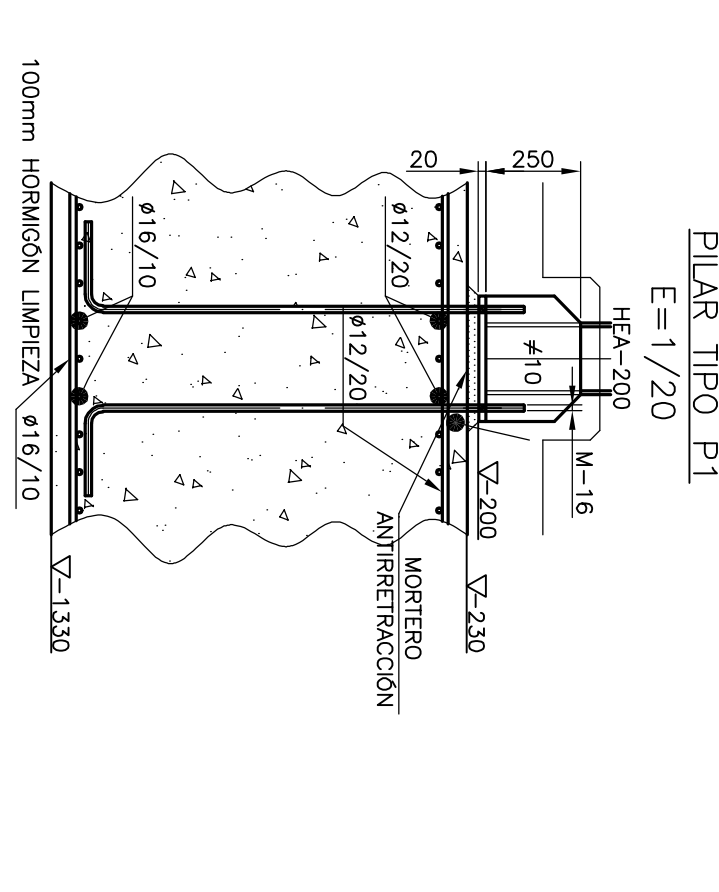
DETALLE G
ZAPATA TIPO Z5
E=1/50



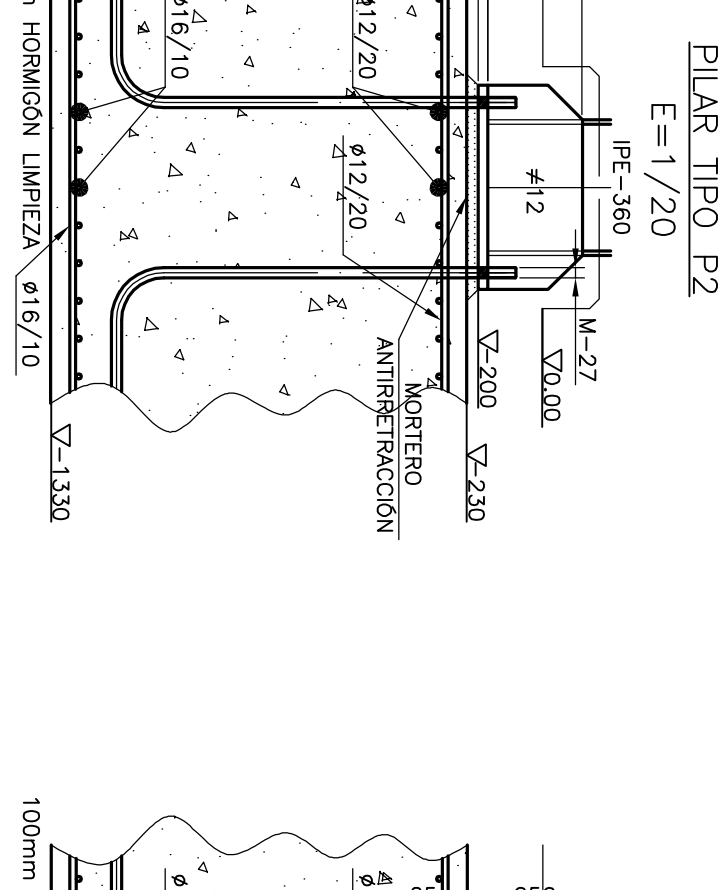
DETALLE H
ZAPATA TIPO Z5
E=1/50



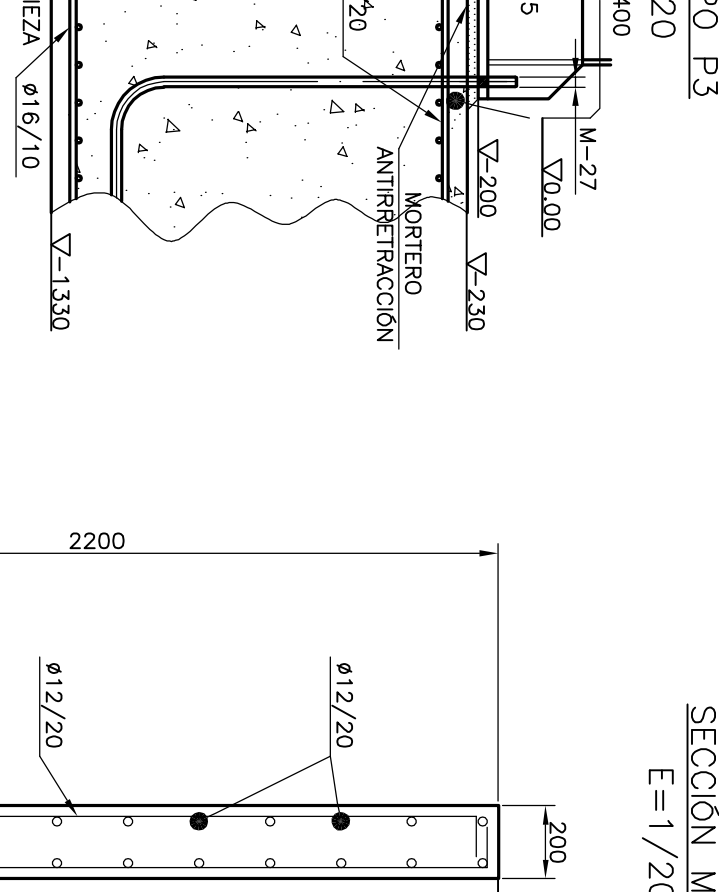
PILAR TIPO P1
E=1/20



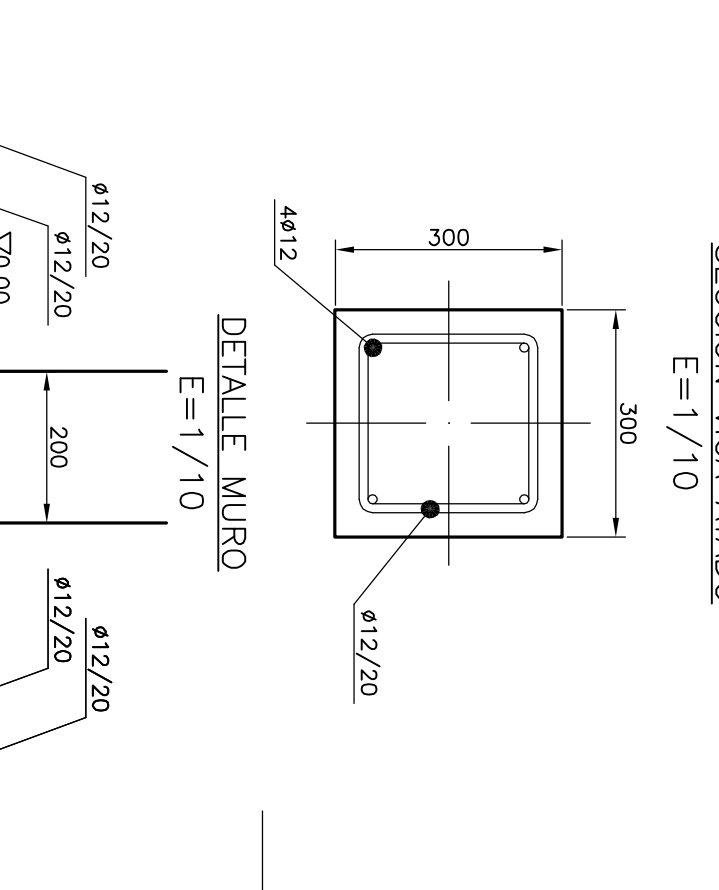
PILAR TIPO P2
E=1/20



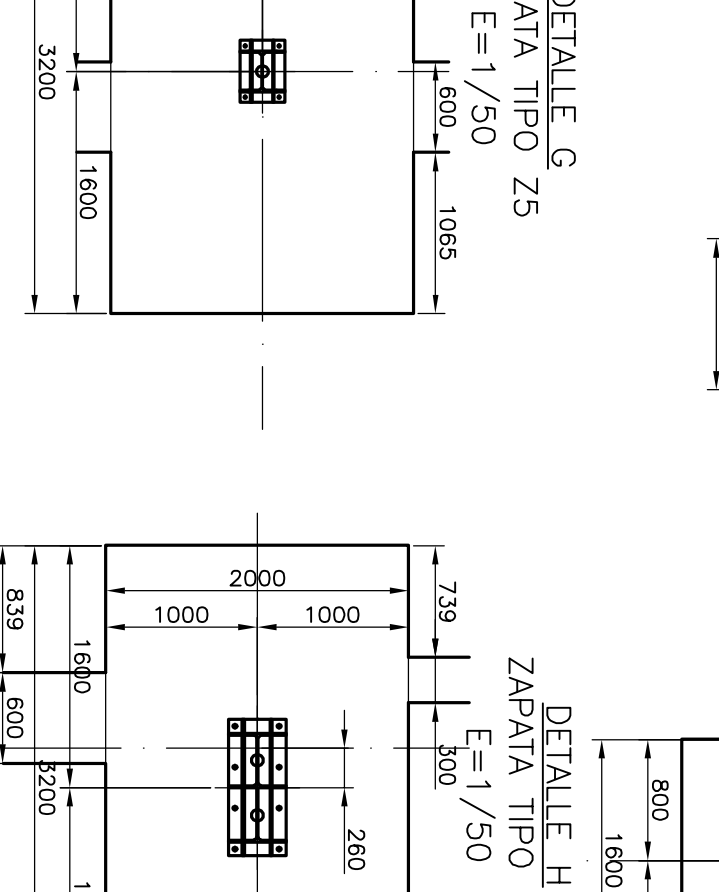
PILAR TIPO P3
E=1/20



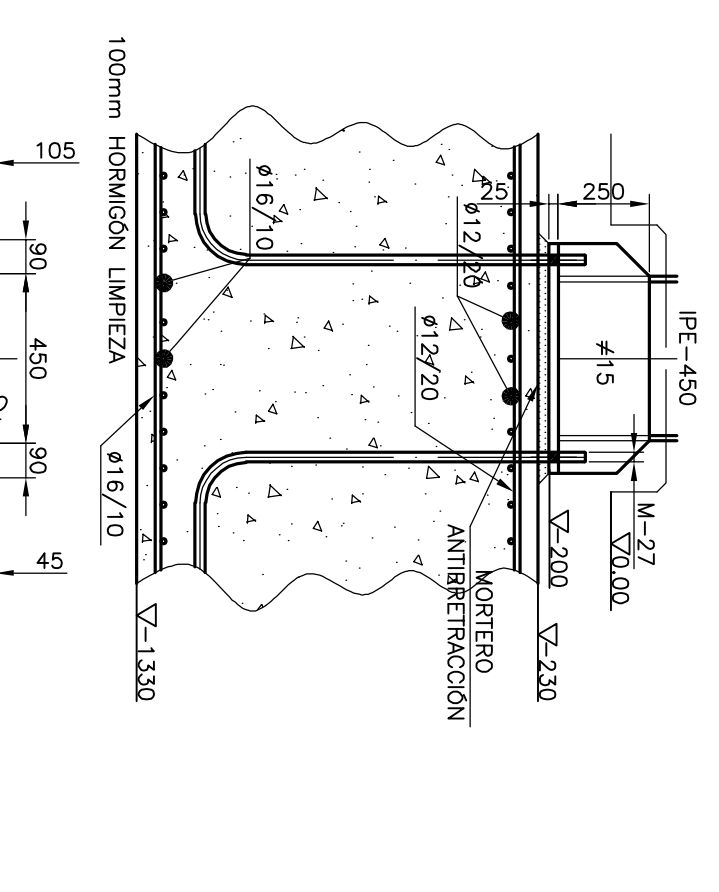
SECCION MURO
E=1/20



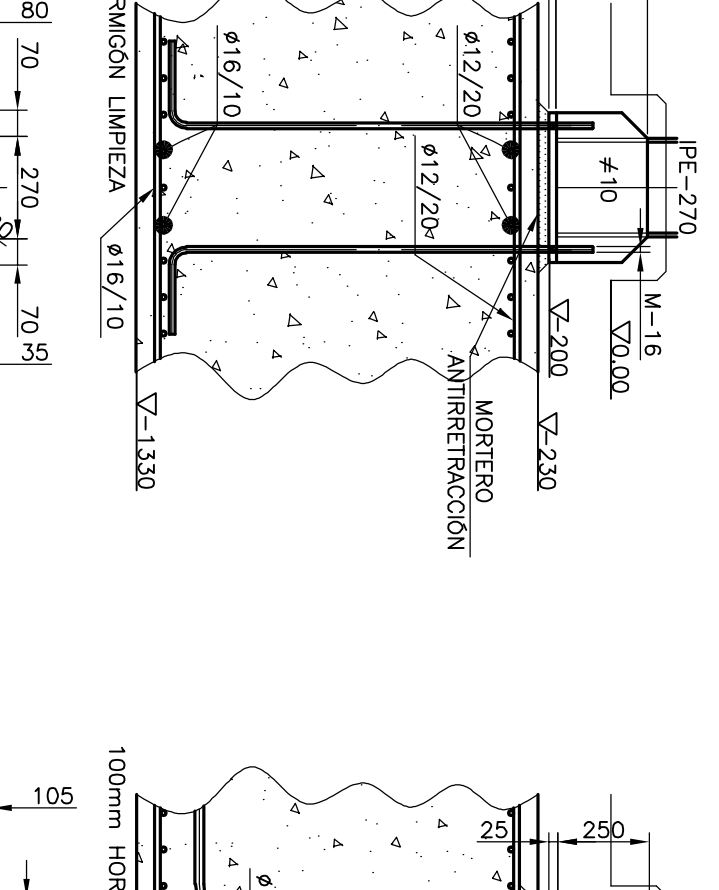
SECCION VIGA ATADO
E=1/10



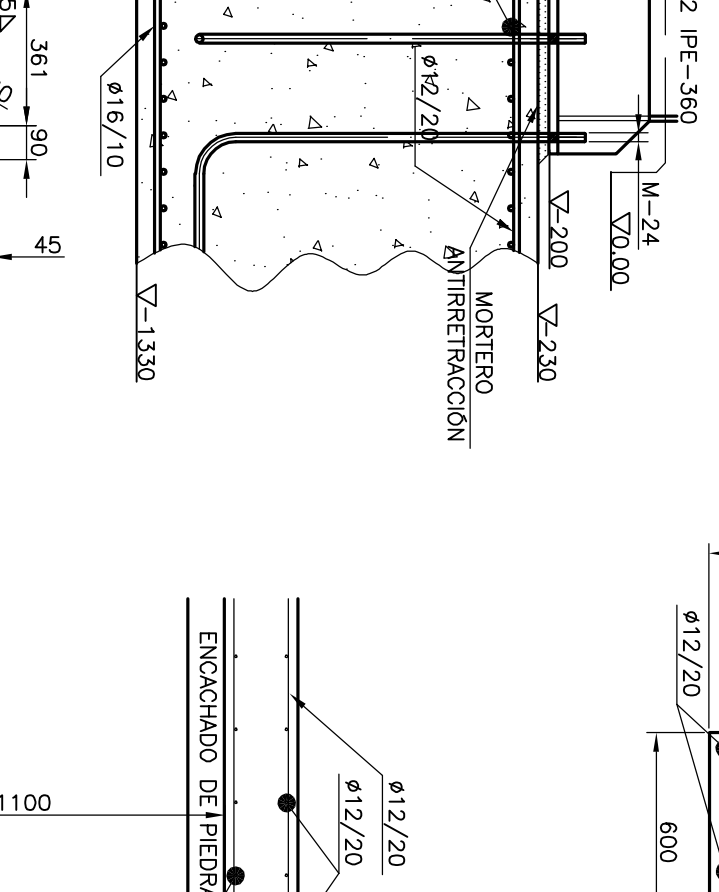
PILAR TIPO P4
E=1/20



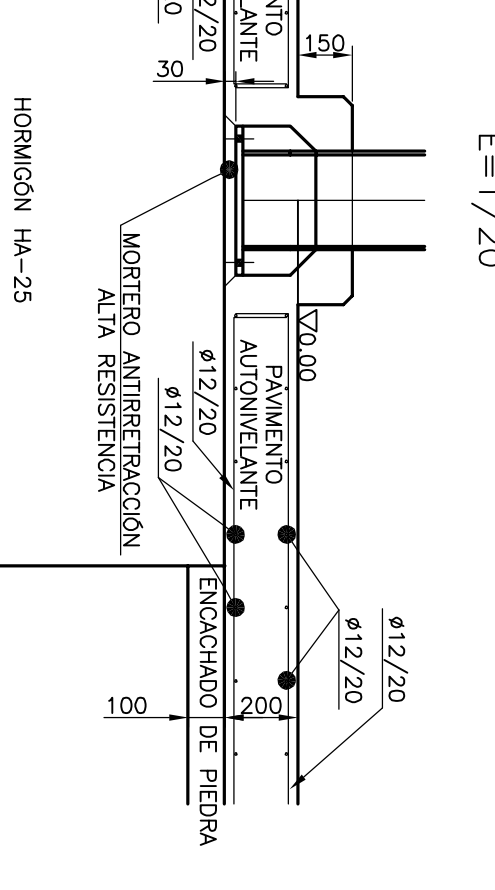
PILAR TIPO P5
E=1/20



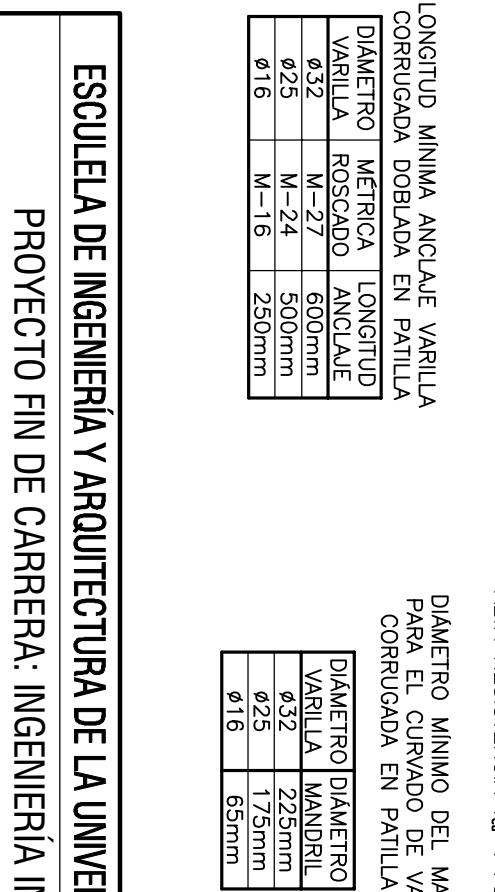
PILAR TIPO P6
E=1/20



DETALLE PILAR
E=1/20



DETALLE MURO
E=1/10



ESQUELETO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA
CIMENTACION

FRIMA PLANO 04 HOJA 1 de 1
DIBUJADO 4 TARAJONEN
SEPTIEMBRE-17
ESCALA 1/100

LONGITUD MINIMA ANCLAJE VARILLA
FORMACION DE ANCLAJE TIPO
DISTRIBUCION DE ANCLAJE
VARILLA ROSCADO ANCLAJE

Ø25	M-24	500mm
Ø20	M-24	500mm
Ø16	M-16	250mm

DIAMETRO MINIMO DEL MANDRIL
PARA EL CURADO DE VARILLA
CORRUGADA EN PATILLA 90°

Ø25	225mm
Ø20	175mm
Ø16	125mm

CUADRO DE MATERIALES

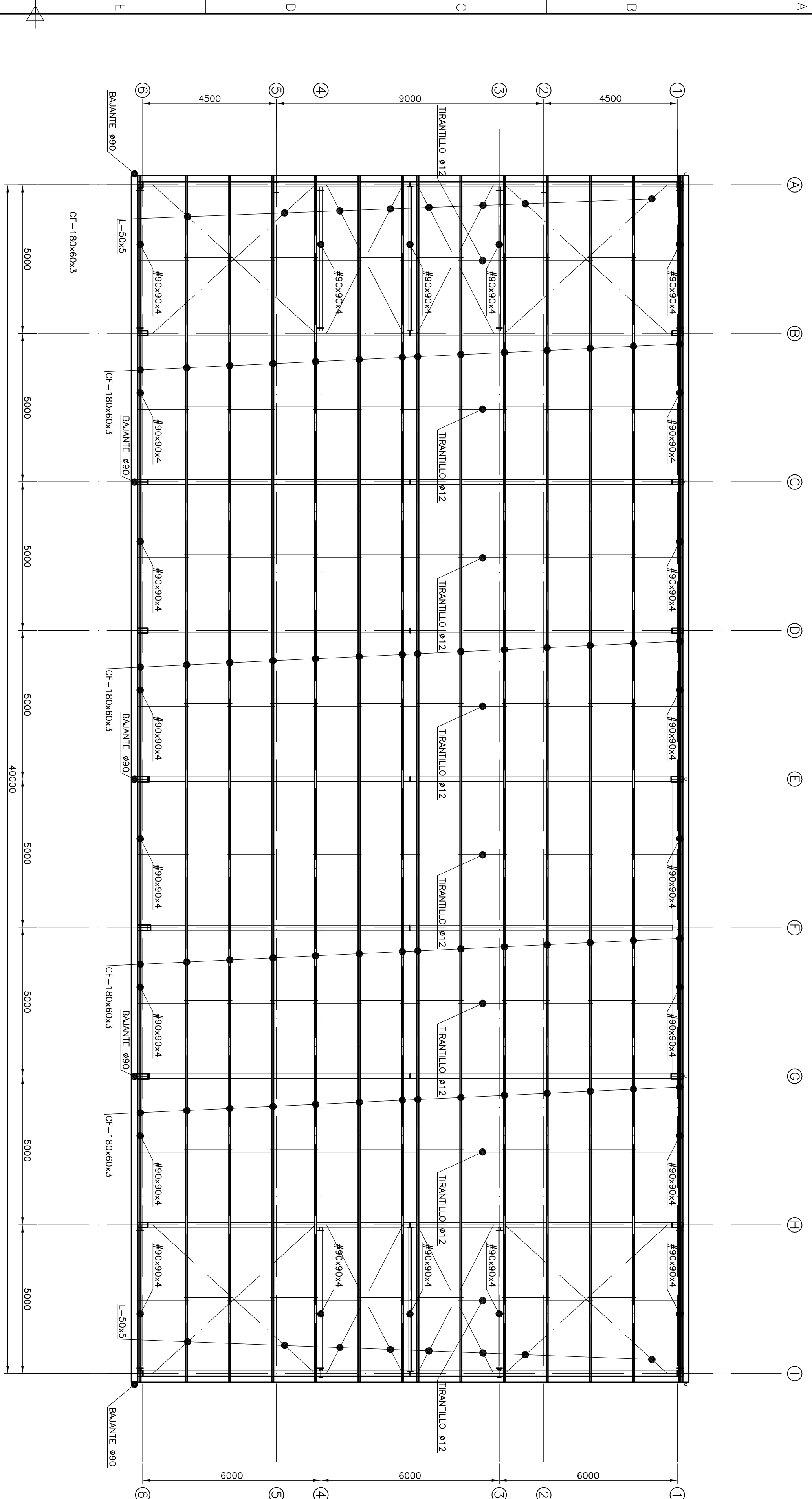
TIPO	FECHA	CONTROL
P1	PE-360	1.5
P2	PE-400	1.5
P3	PE-450	1.5
P4	PE-450	1.5
P5	PE-370	1.5
P6	PE-360	1.5

MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

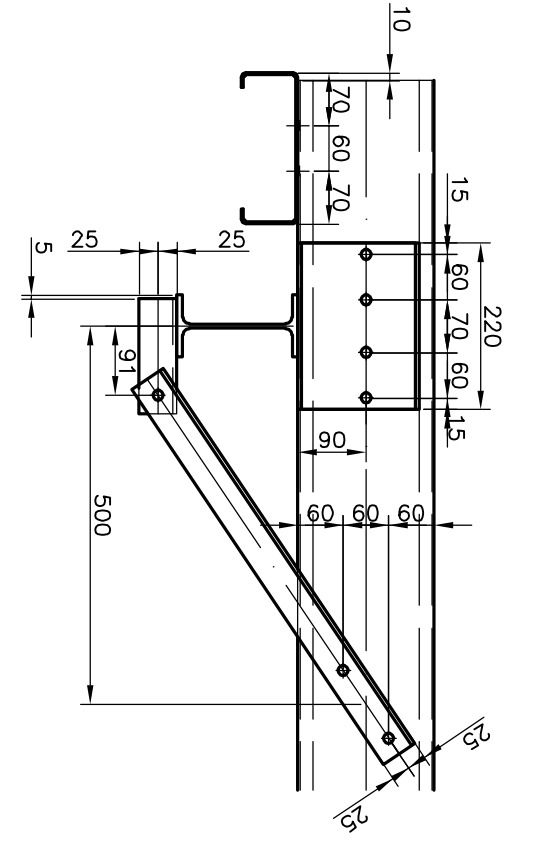
ACERO LAMINADO	S-275 JR	f _y =275 N/mm ²
ACERO	S-275 JR	f _y =275 N/mm ²
ACERO	S-275 JR	f _y =275 N/mm ²

DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS (cm)

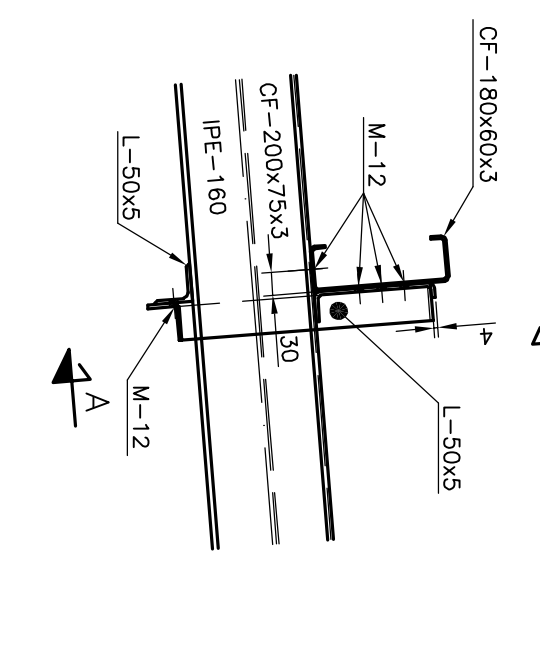
TIPO	LARGO	ANCHO	CANTO
Z-1	2.70	1.00	1.10
Z-2	3.25	1.60	1.10
Z-3	3.20	1.00	1.10
Z-4	3.20	1.00	1.10
Z-5	3.20	2.00	1.10



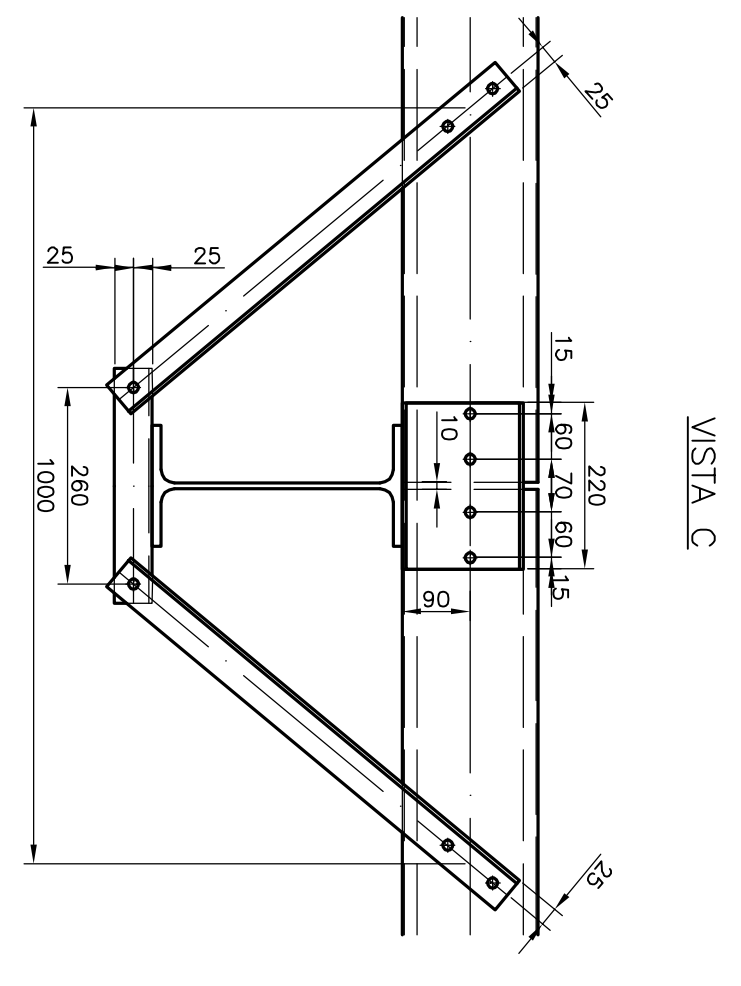
ALINEACION J
E=1/10



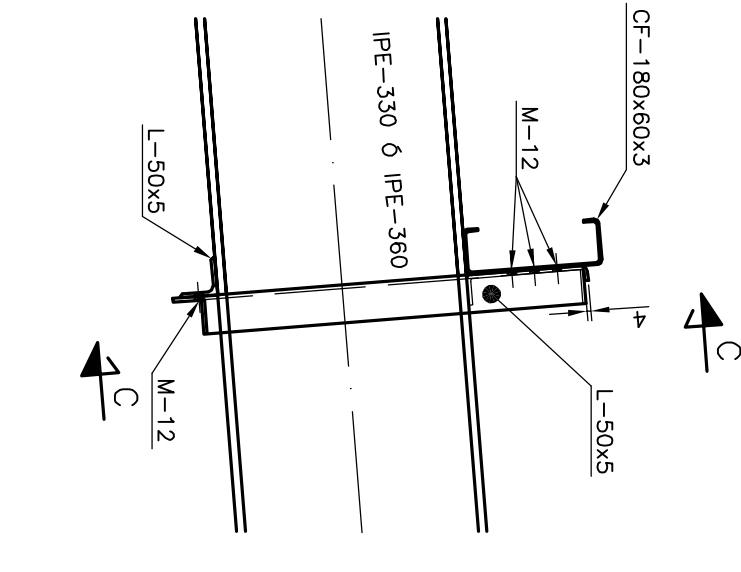
ALINEACION I
E=1/10



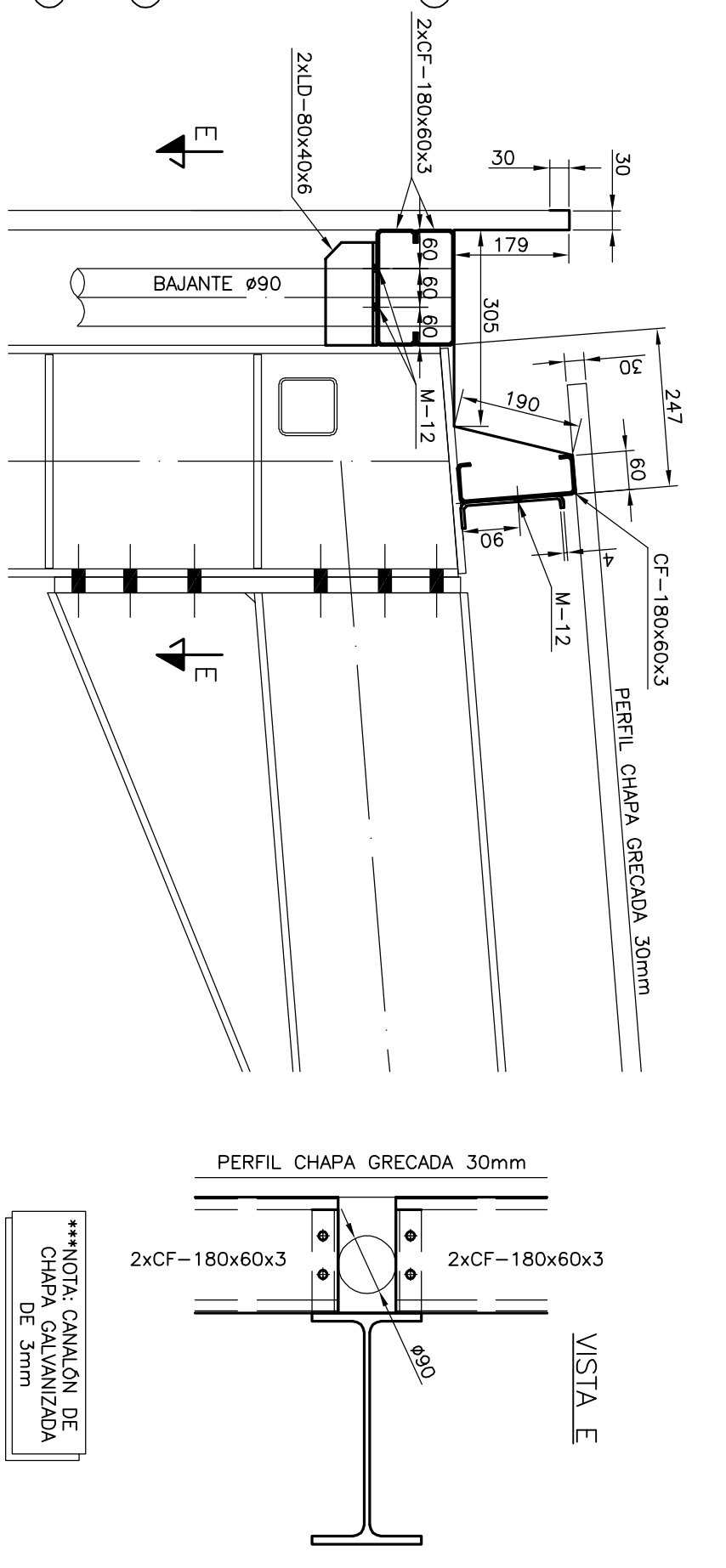
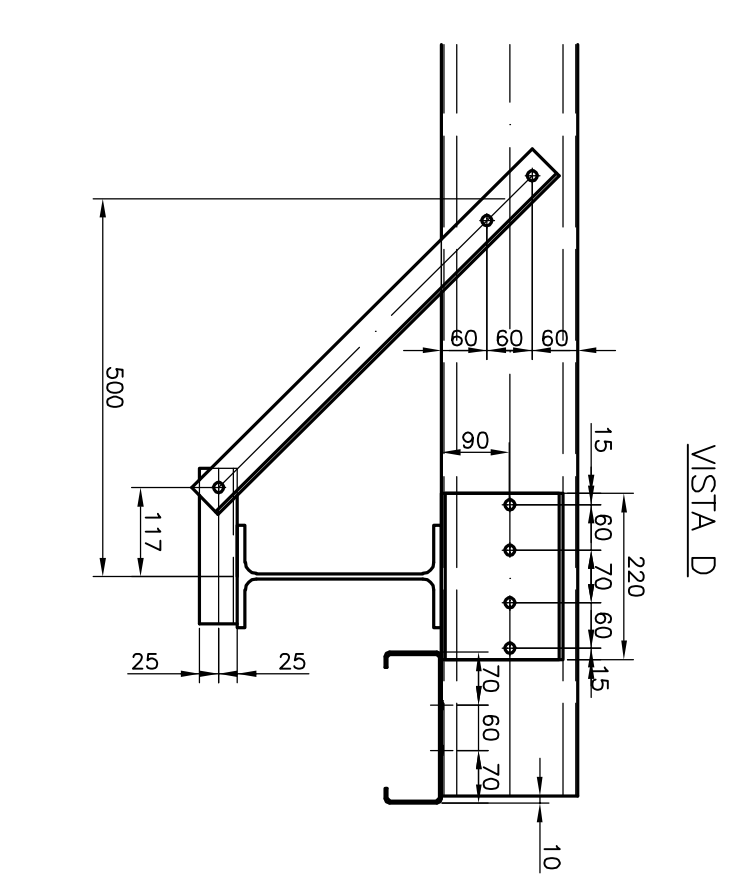
ALINEACIONES C, E, Y G
E=1/10



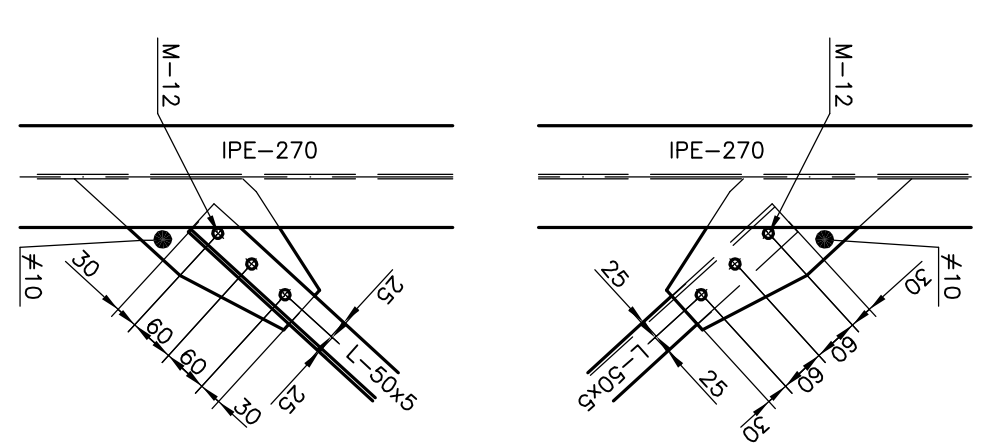
ALINEACION B
E=1/10



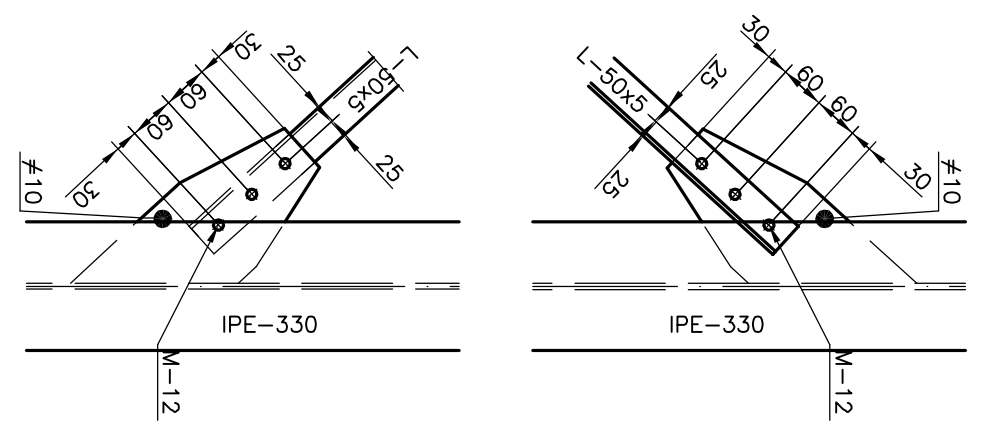
ALINEACION A
E=1/10



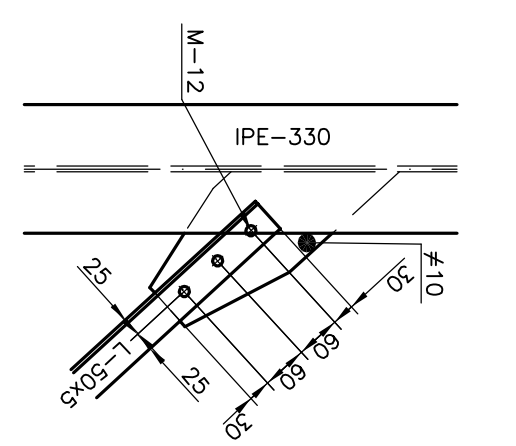
DETALLES ARRIOSTRAMIENTO CUBIERTA
ALINEACION A
E=1/10



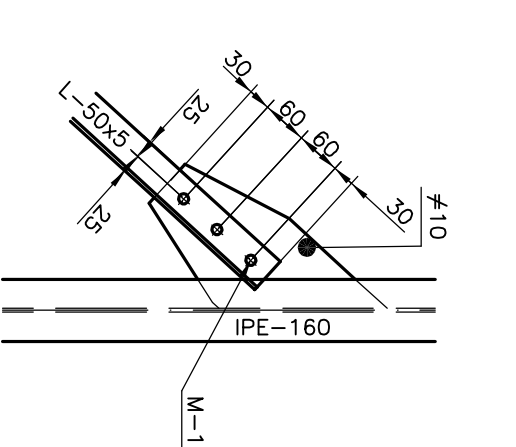
DETALLES ARRIOSTRAMIENTO CUBIERTA
ALINEACION B
E=1/10



DETALLES ARRIOSTRAMIENTO CUBIERTA
ALINEACION H
E=1/10

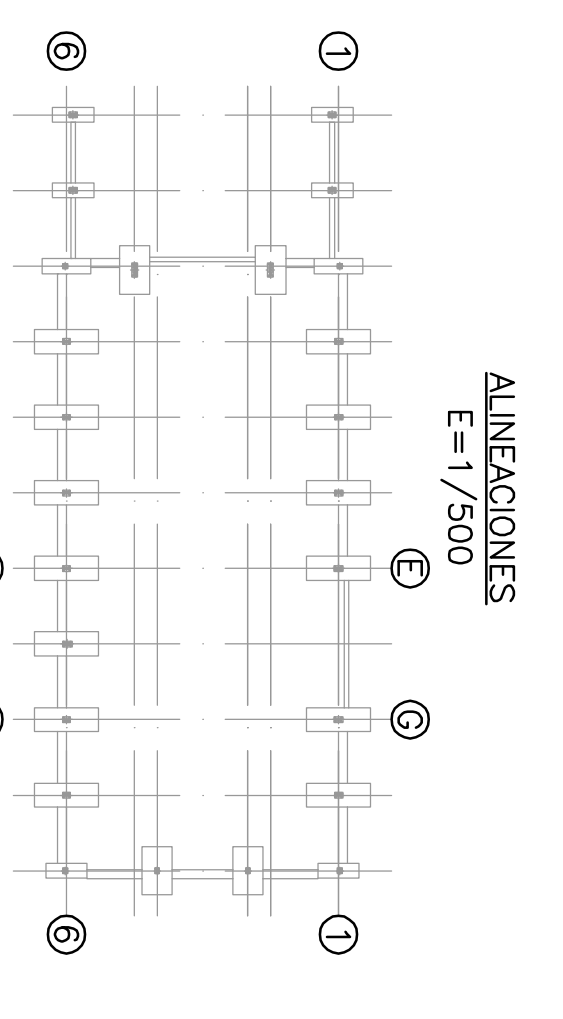
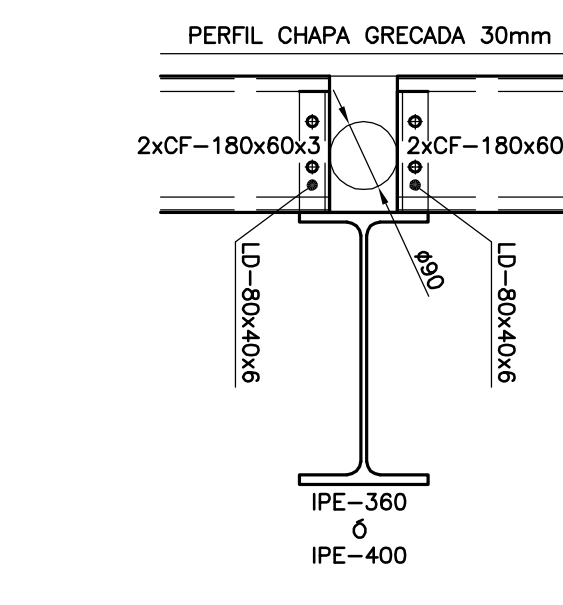
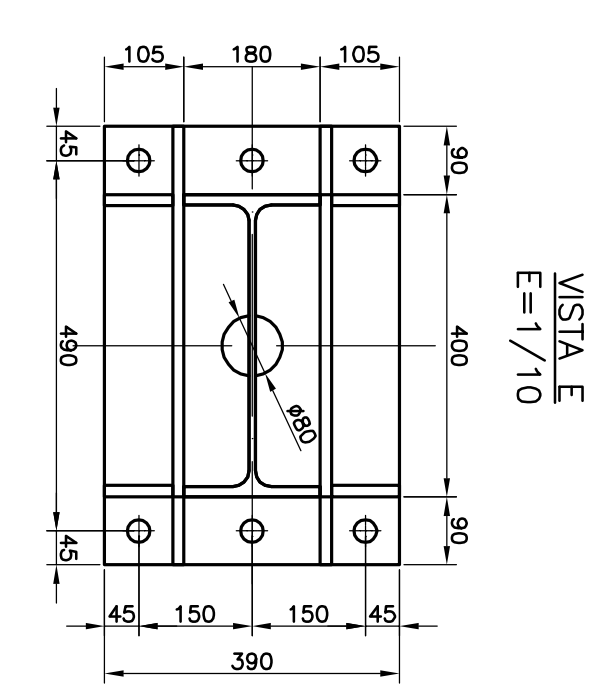
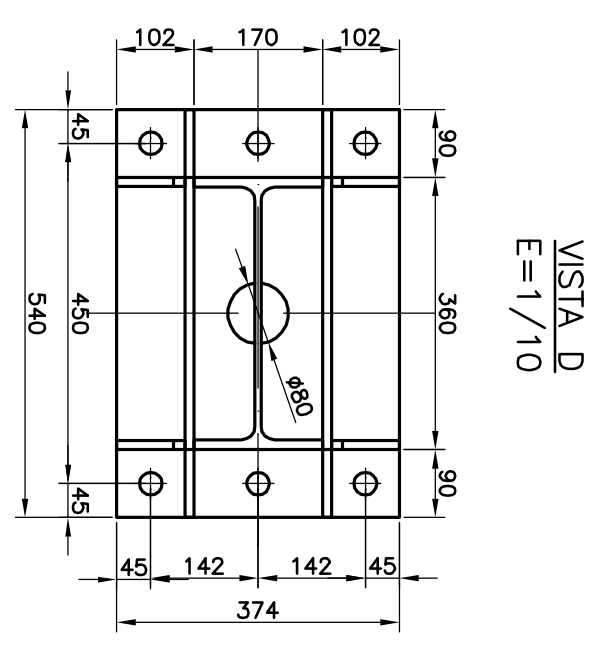
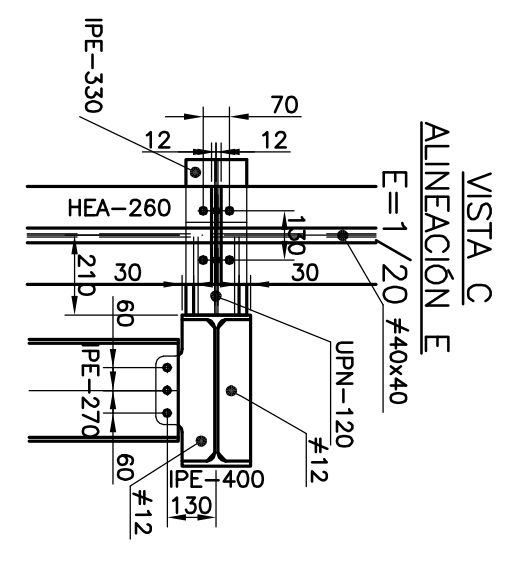
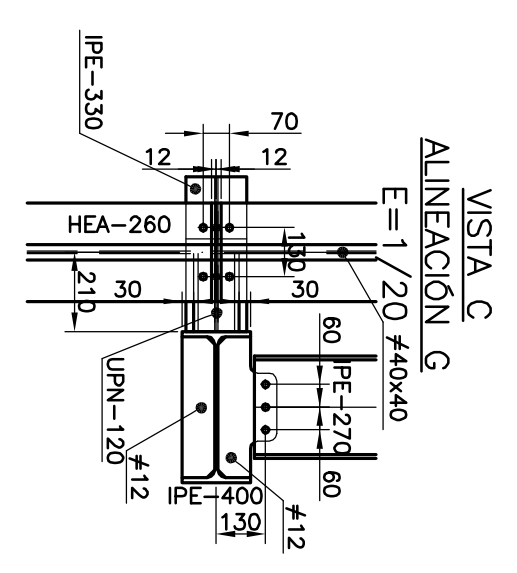
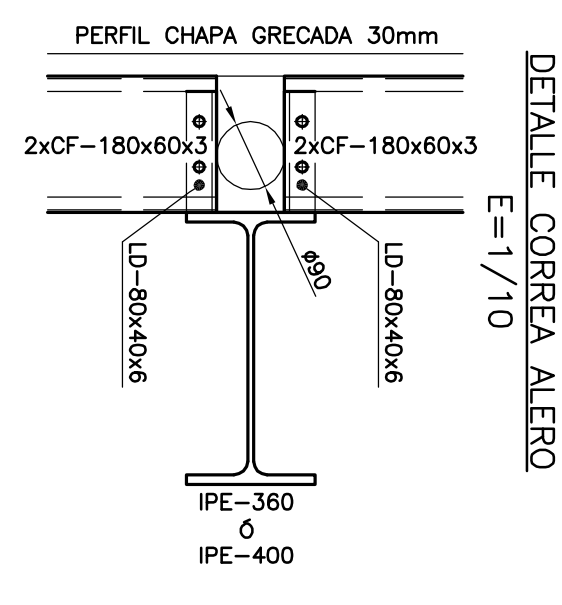
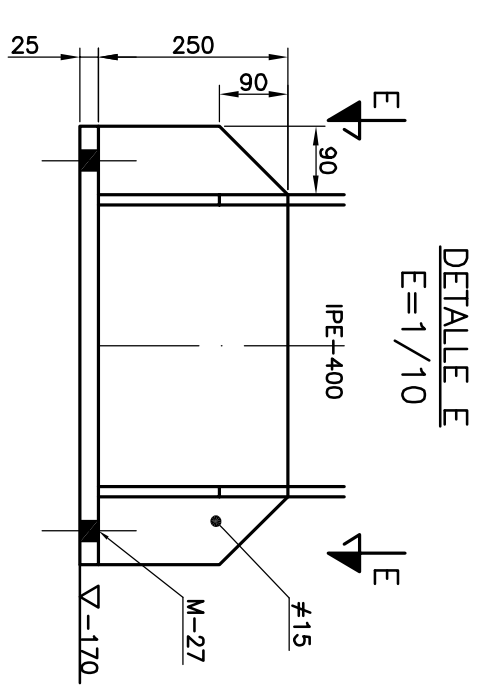
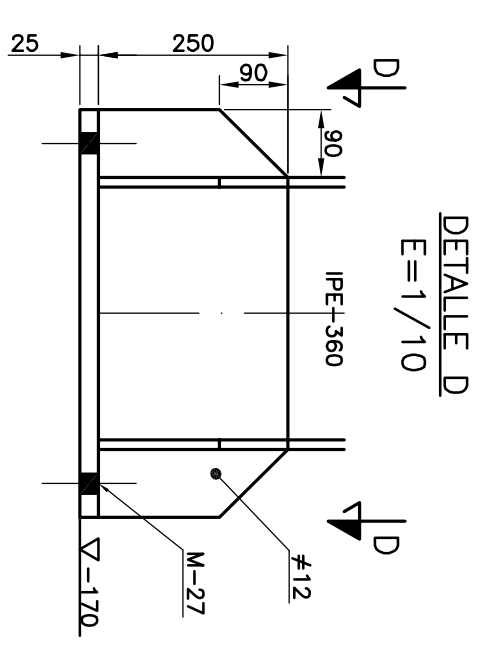
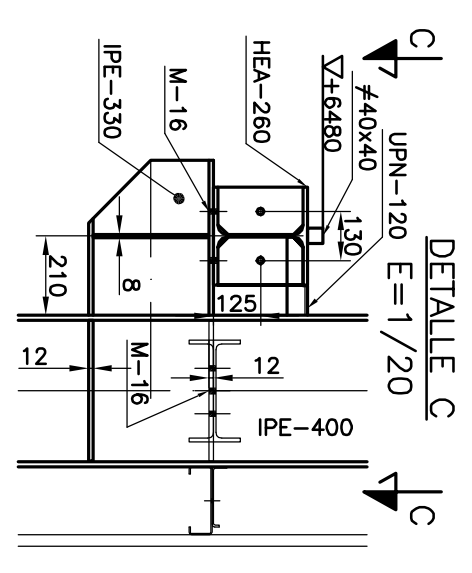
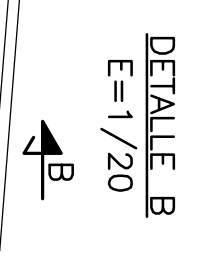
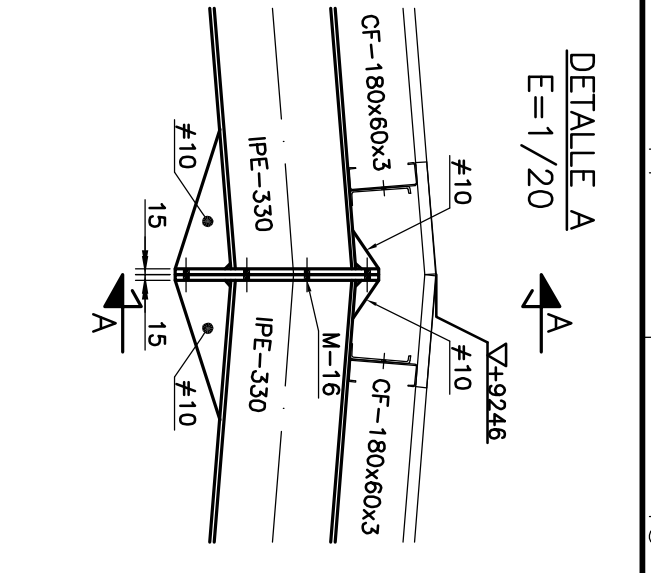
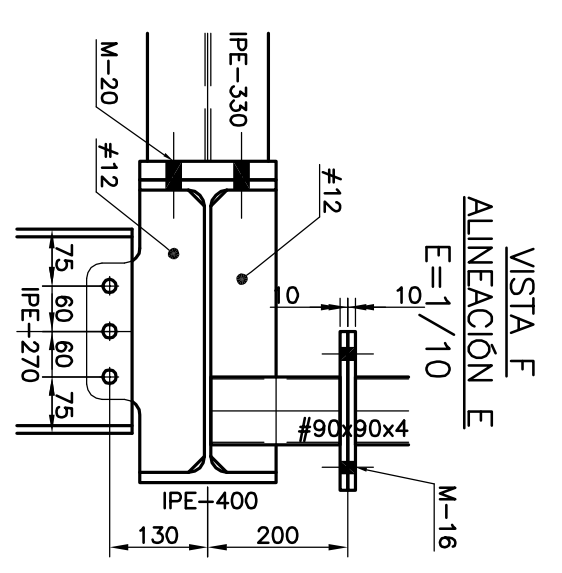
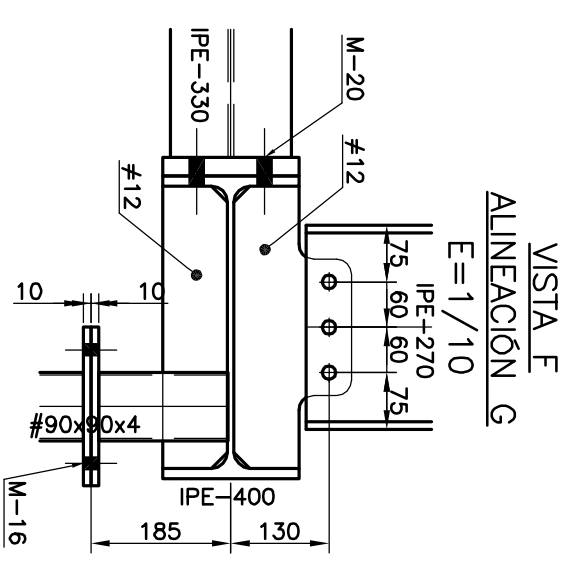
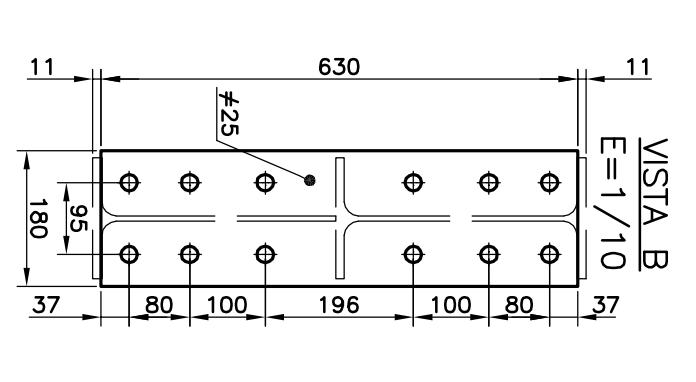
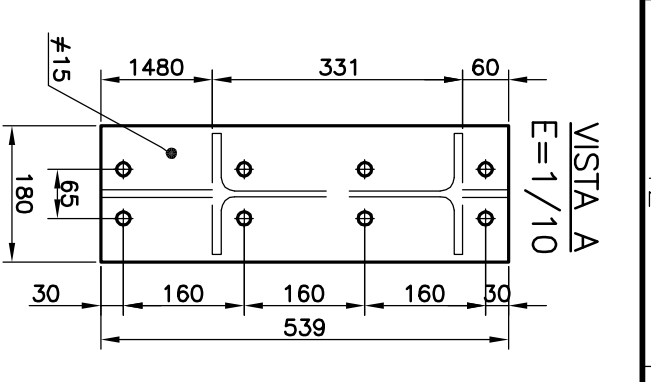
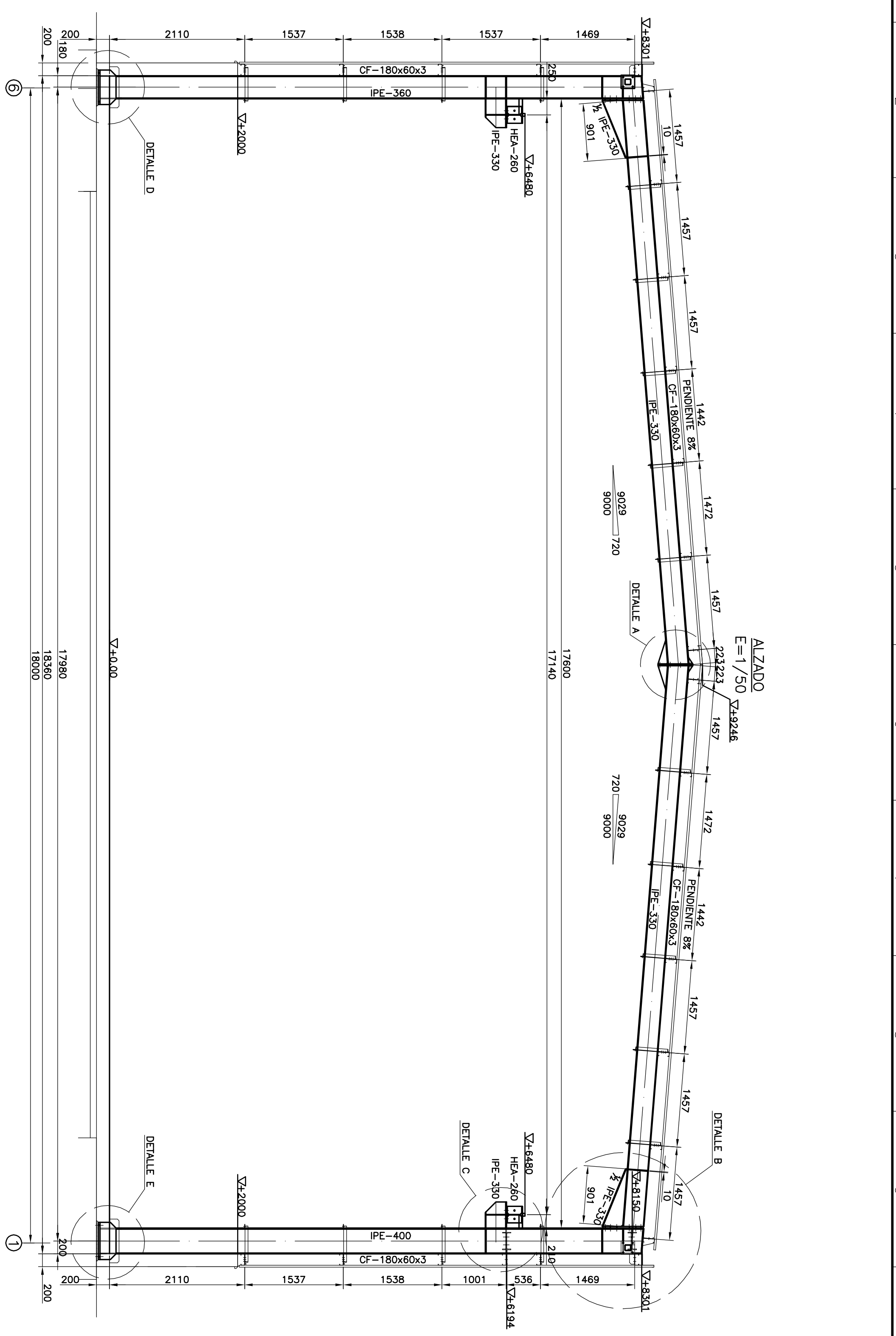


DETALLES ARRIOSTRAMIENTO CUBIERTA
ALINEACION J
E=1/10

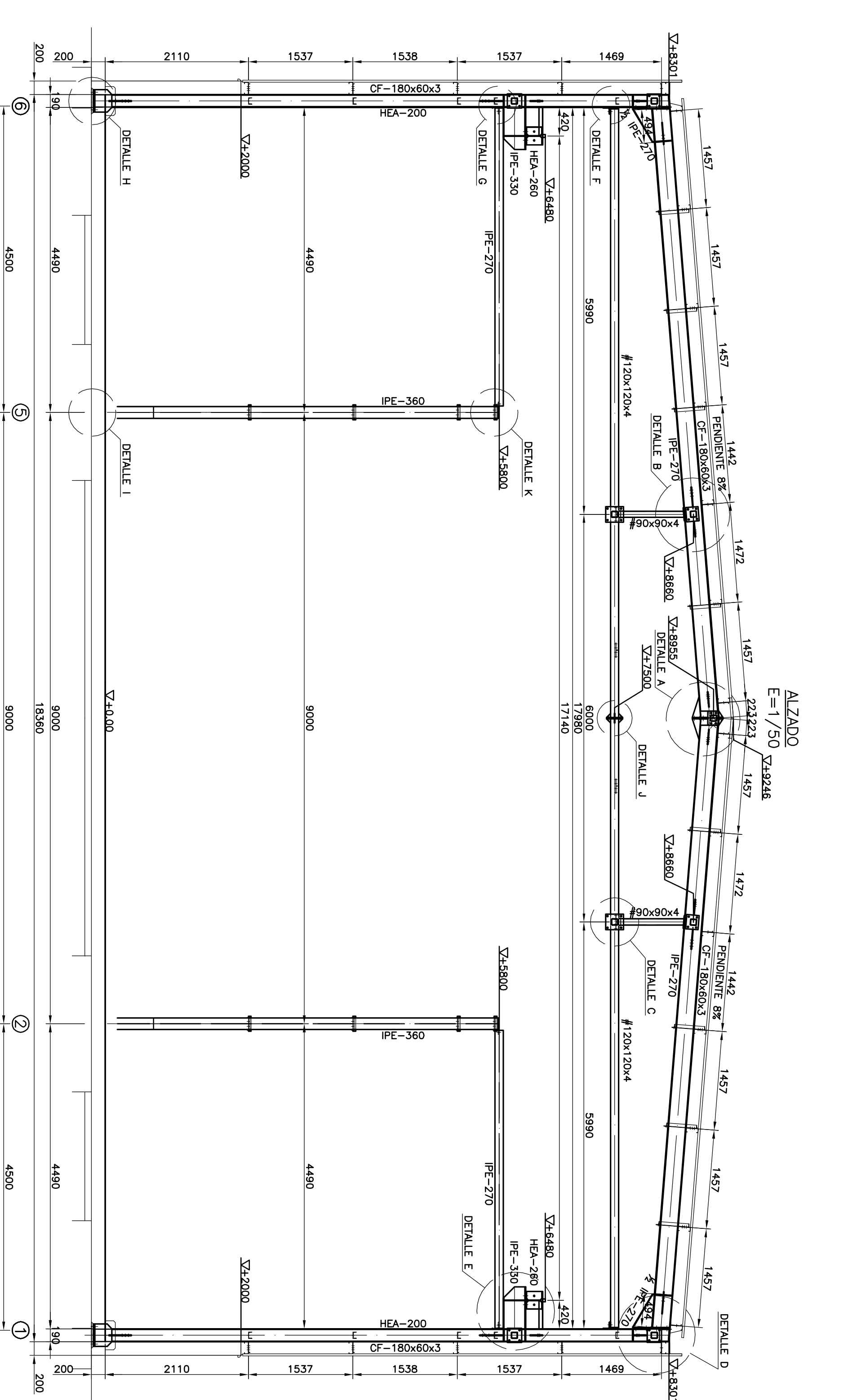


***NOTA: LOS TORNEAPUNTAS DE LAS CORREAS DE CUBIERTA PROPORCIONAN UN APOYO A LAS CORREAS A 500mm DEL EJE DEL DINTEN. SE COLOCARAN EN TODAS LAS CORREAS DE ALERO Y CUBIERTA.

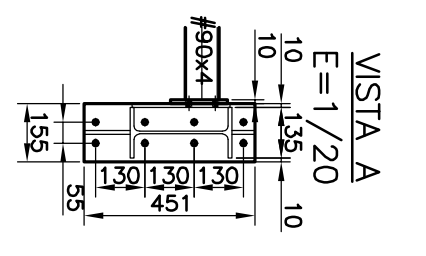
ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL	
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA	
FIRMA	PLANO 05 HOJA 1 de 1
DIBUADO	4. TARACON
ESCALA	SEPTIEMBRE-17
CUBIERTA	ESCALA 1/100



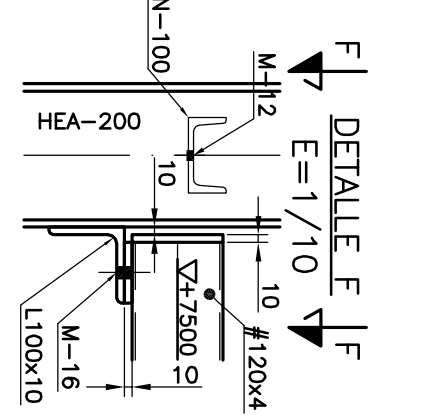
ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
 PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA
 PÓRTICOS DE ALINEACIONES E Y G
 FIRMA: PLANO 06 HOJA 3 de 6
 DIBUJADO: 4. TABARONSKI
 ESCALA: 1/500



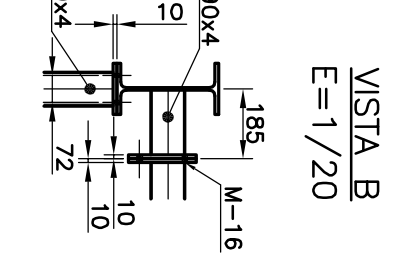
ALZADO
E=1/50



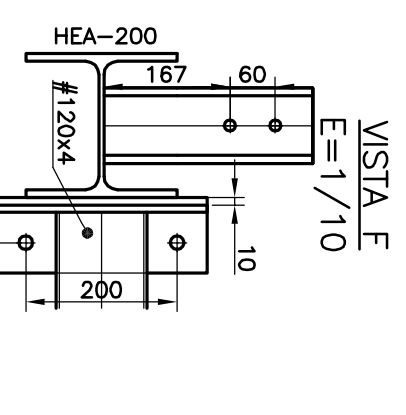
VISTA A
E=1/20



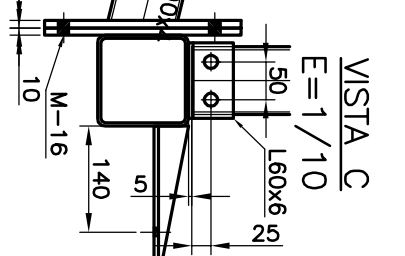
DETALLE F
E=1/10



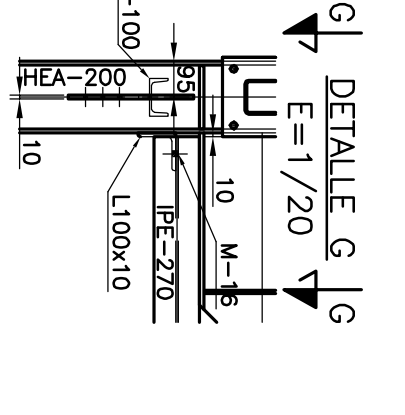
VISTA B
E=1/20



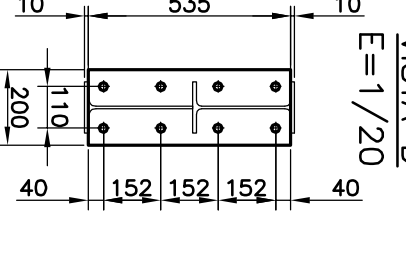
VISTA E
E=1/10



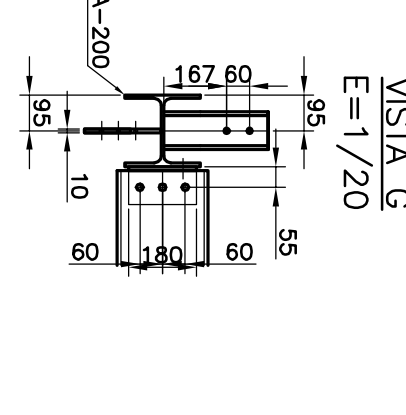
VISTA C
E=1/10



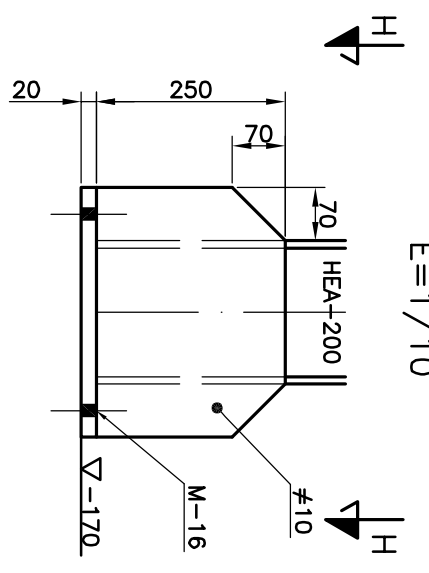
DETALLE G
E=1/20



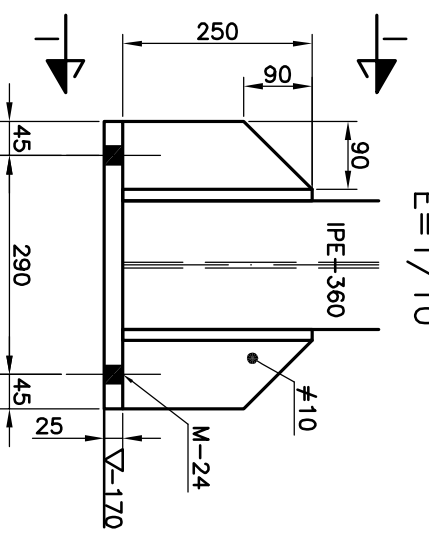
VISTA D
E=1/20



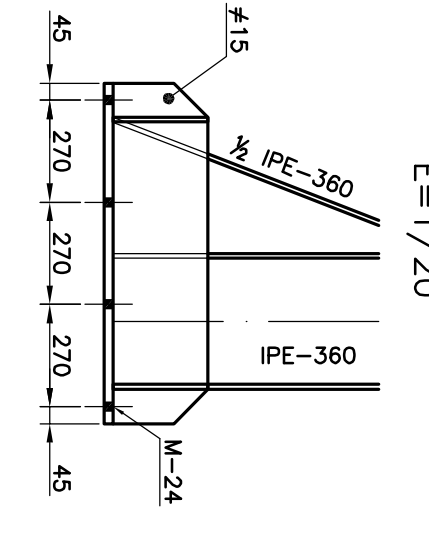
VISTA G
E=1/20



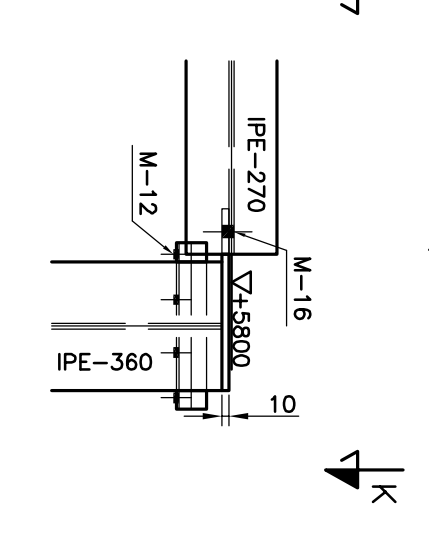
DETALLE H
E=1/10



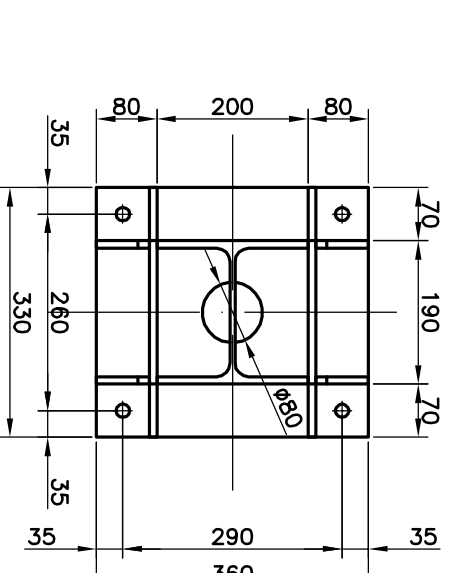
DETALLE I
E=1/10



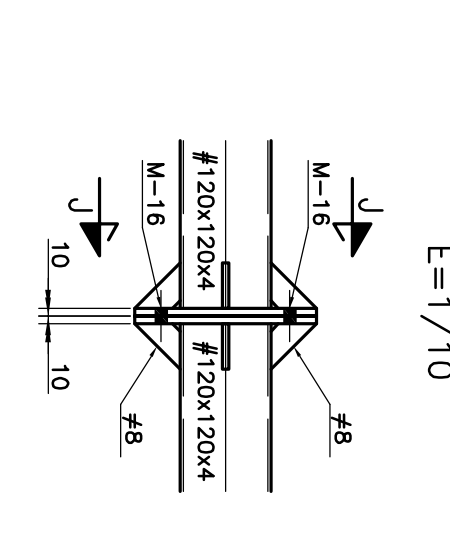
VISTA I
E=1/20



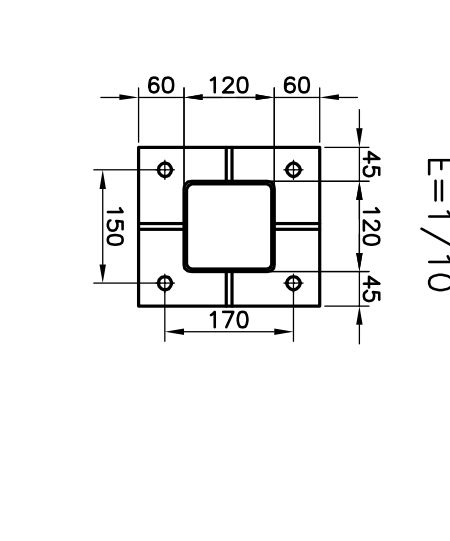
DETALLE K
E=1/10



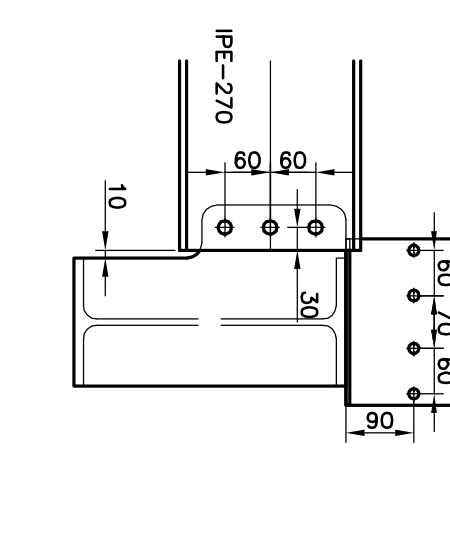
VISTA H
E=1/10



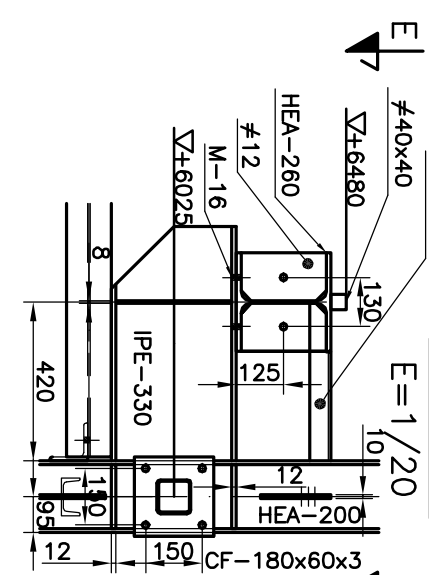
DETALLE J
E=1/10



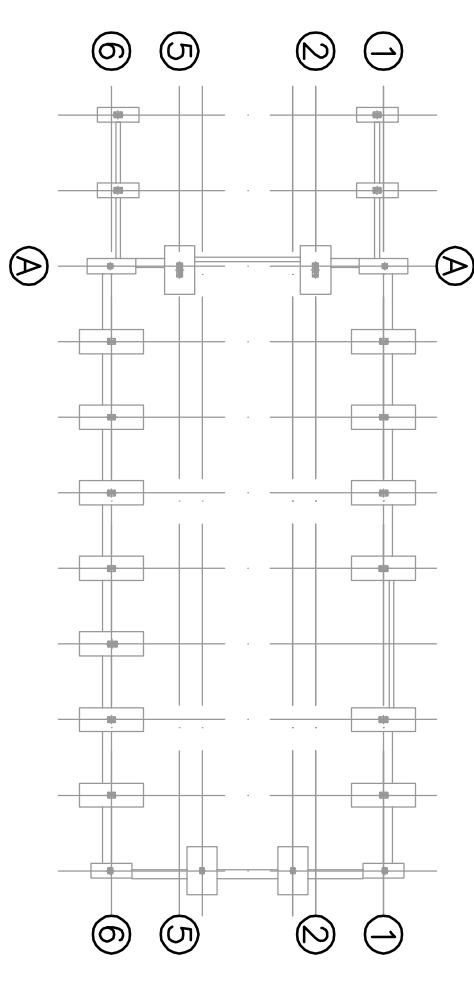
VISTA J
E=1/10



VISTA K
E=1/10



DETALLE E
E=1/20



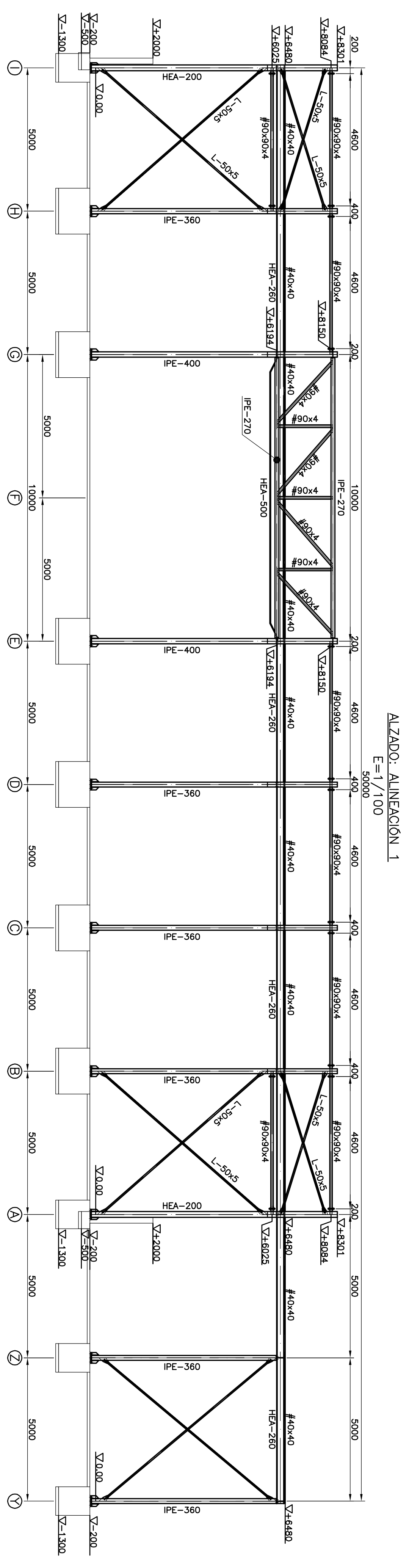
ALINEACIONES
E=1/500

ESUELEA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL

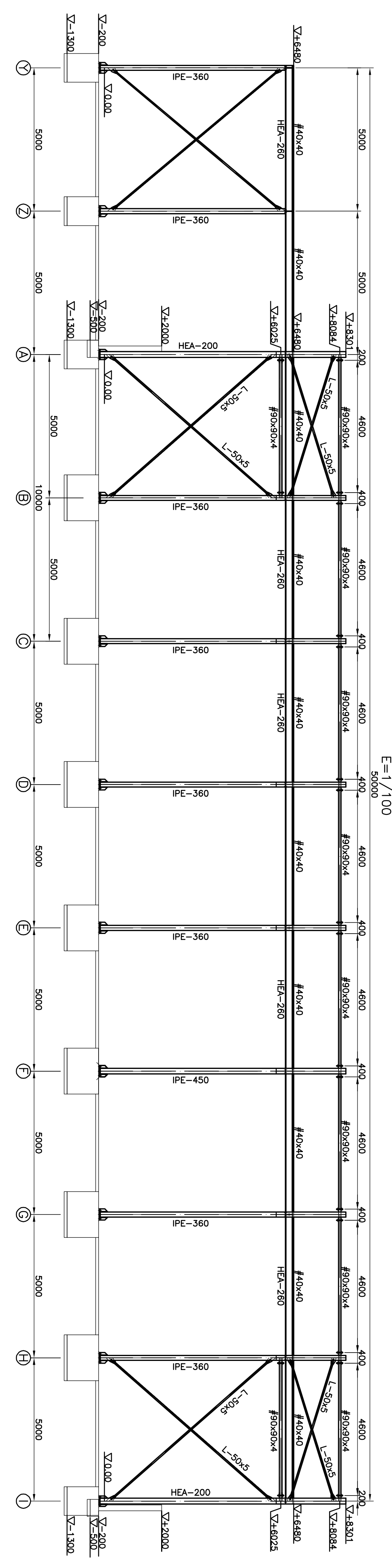
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA

PLANO 06 HOJA 6 de 6
ALINEACION A

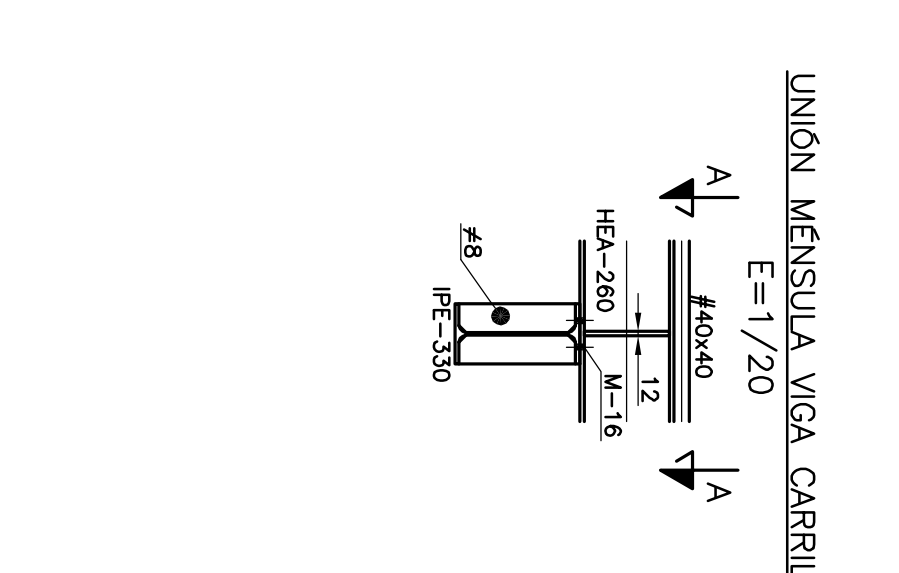
FRMA: [Signature]
DIBUADO: J. TARANCON
SEPTIEMBRE-17
ESCALA: 1/50



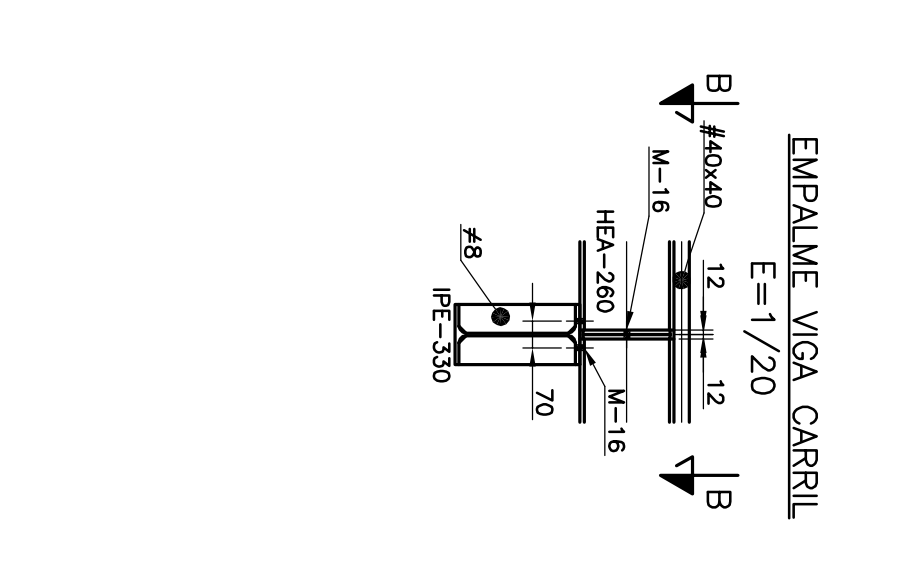
ALZADO: ALINEACION 1
E=1/100



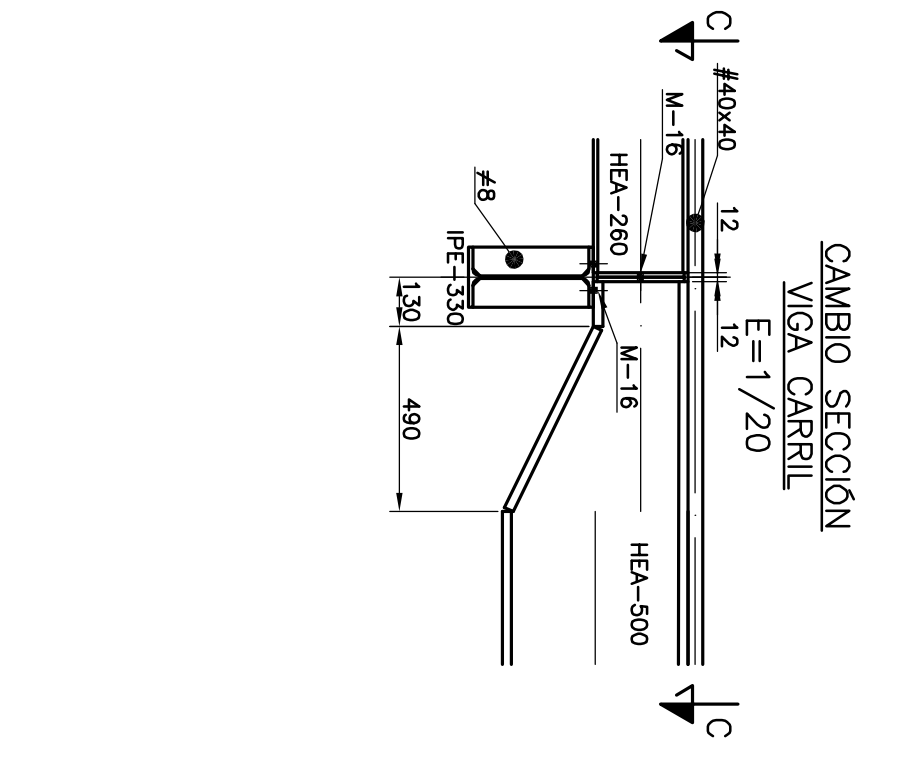
ALZADO: ALINEACION 6
E=1/100



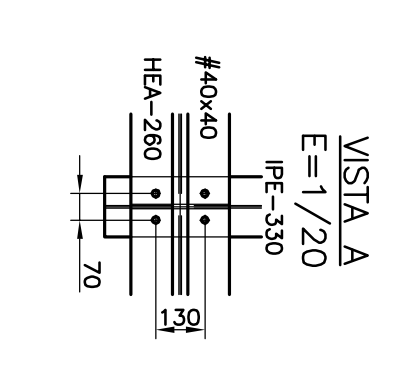
UNION MENSUAL VIGA CARRIL
E=1/20



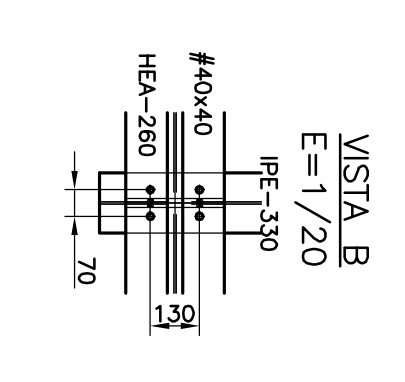
EMPALME VIGA CARRIL
E=1/20



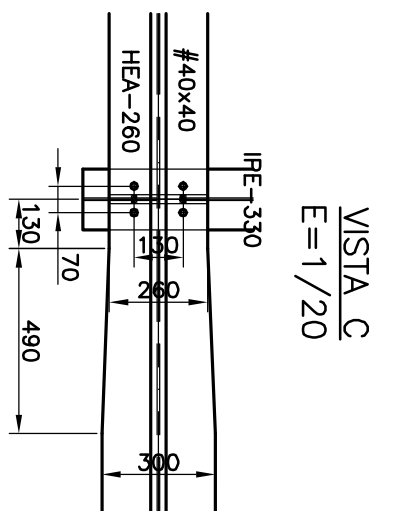
CAMBIO SECCION VIGA CARRIL
E=1/20



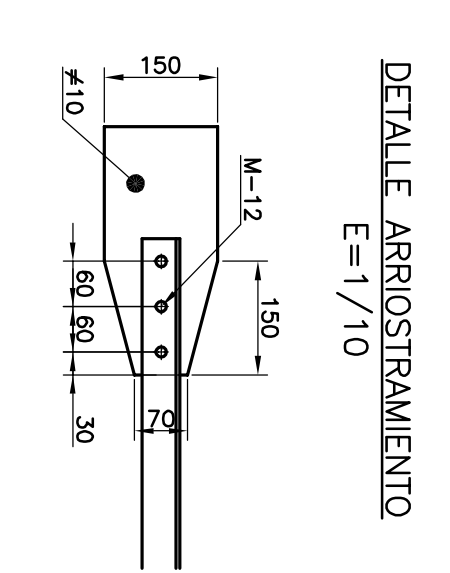
VISTA A
E=1/20



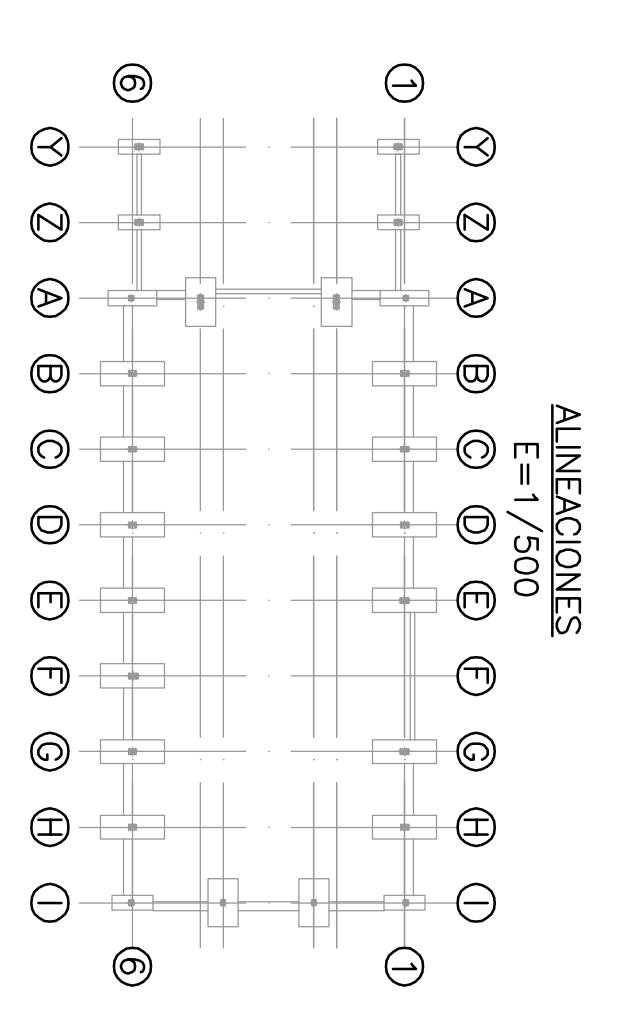
VISTA B
E=1/20



VISTA C
E=1/20



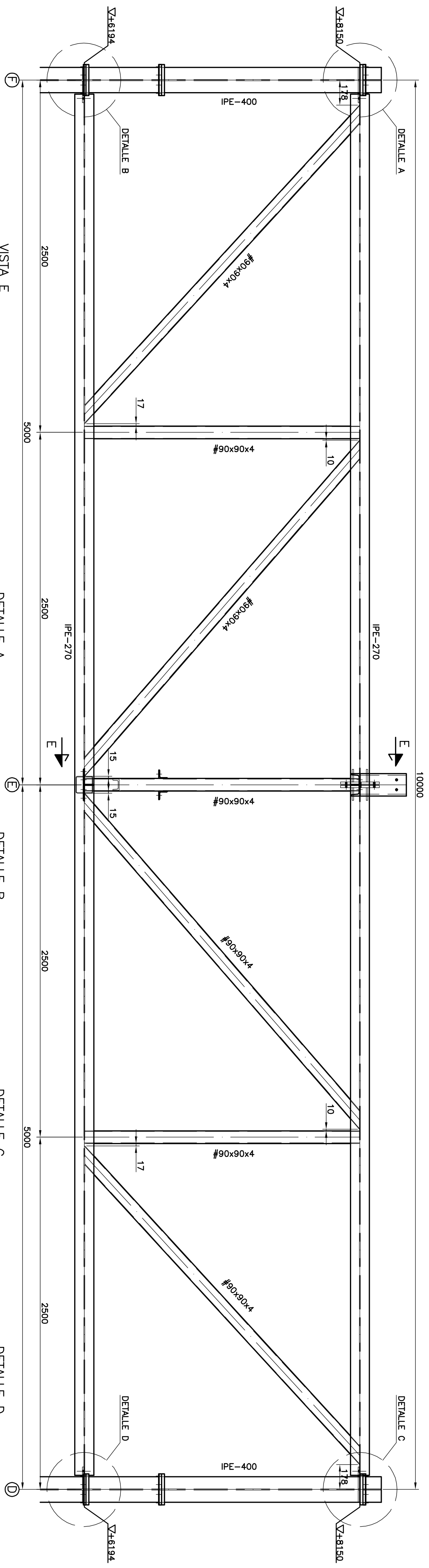
DETALLE ARROSTRAMIENTO
E=1/10



ALINEACIONES
E=1/500

ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA	
PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL	
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA	
PÓRTICOS DE ALINEACIONES 1 Y 6	
FIRMA	PLANO 07 HOJA 1 de 2
DIBUJADO	4. TABACION SEPTEMBRE-17
ESCALA	1/100

ALZADO: ALINEACIÓN 1
E=1/20



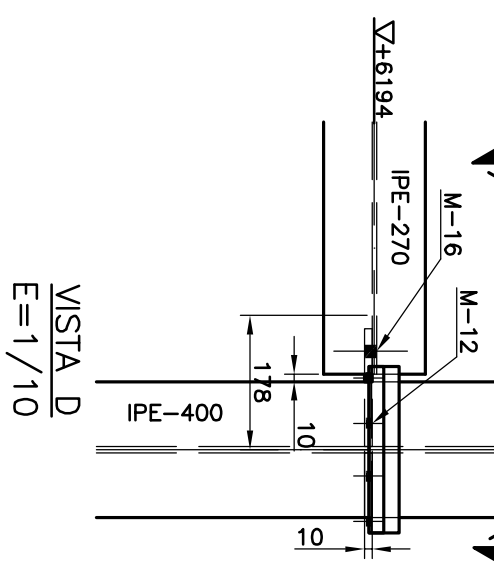
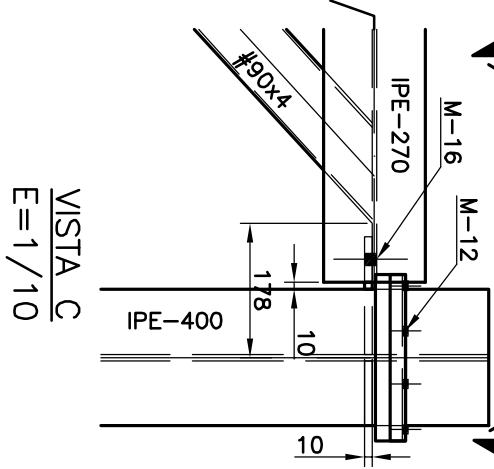
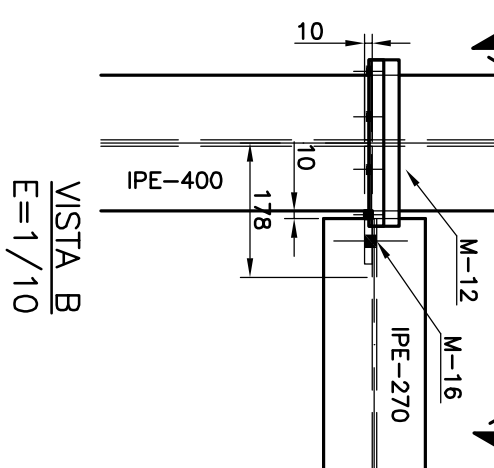
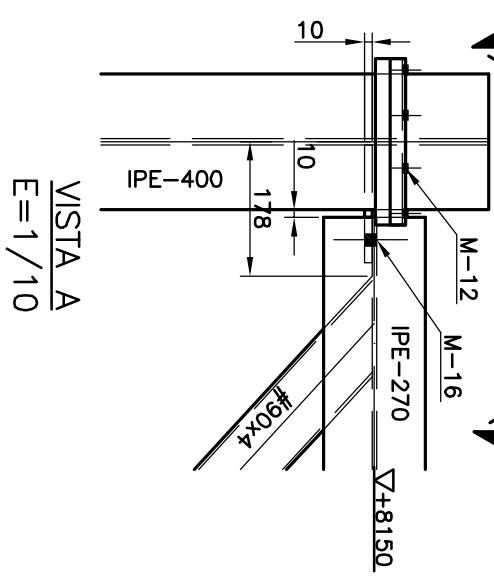
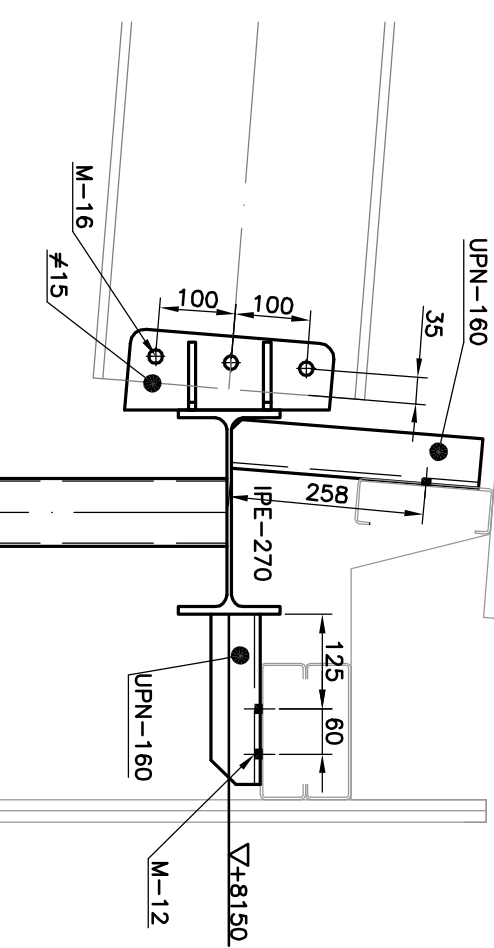
VISTA E
E=1/10

DETALLE A
E=1/10

DETALLE B
E=1/10

DETALLE C
E=1/10

DETALLE D
E=1/10

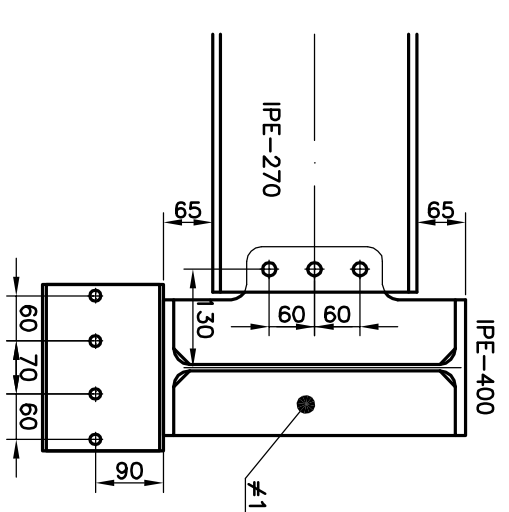
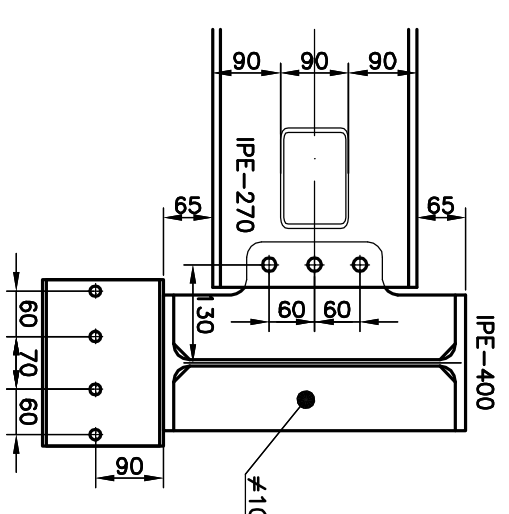
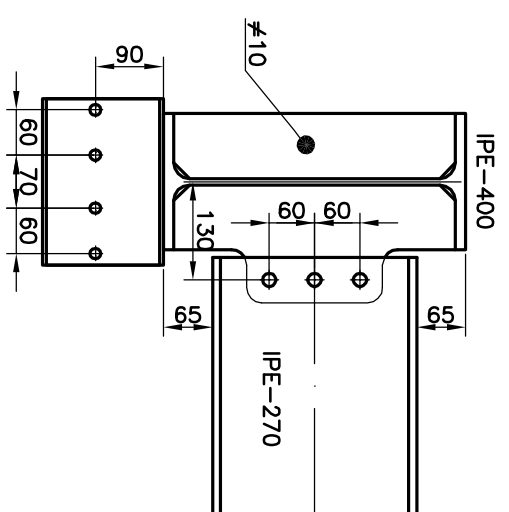
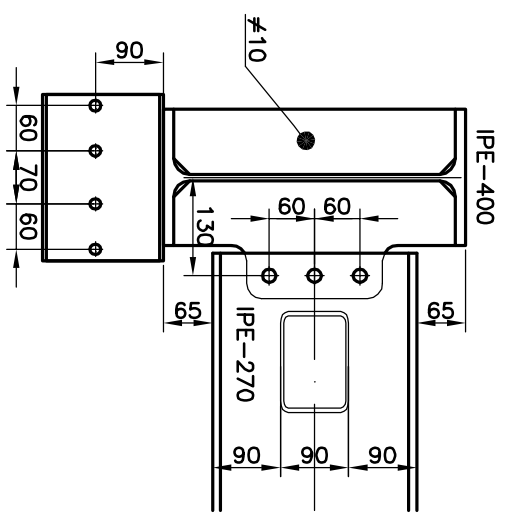
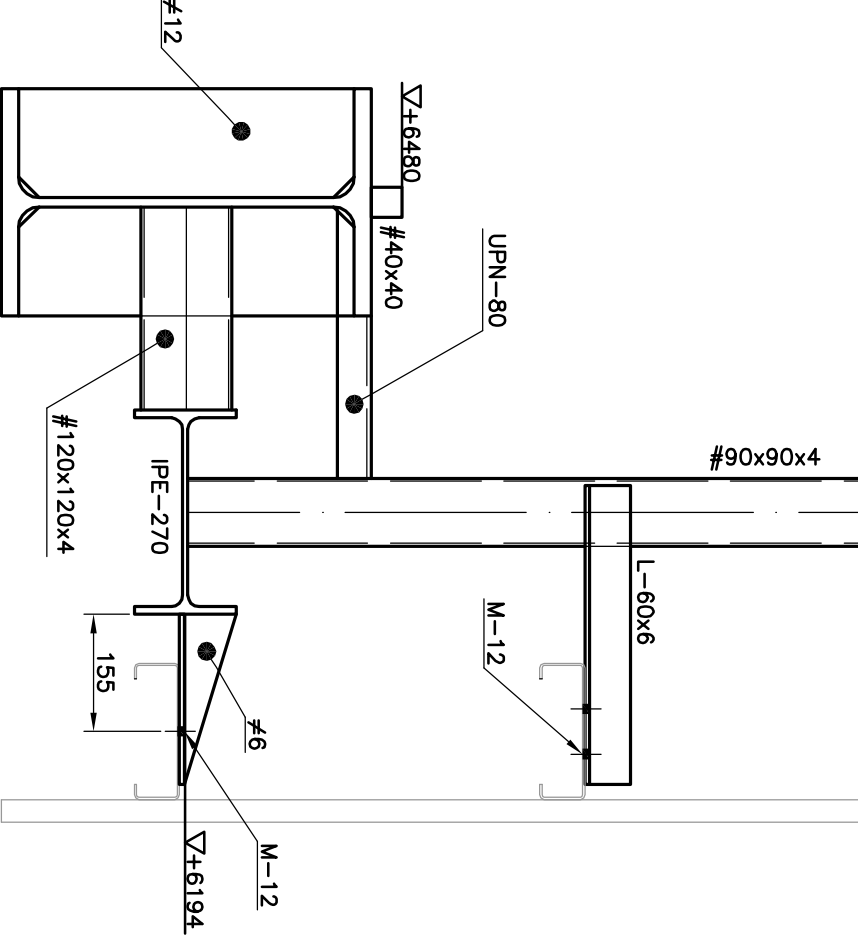


VISTA A
E=1/10

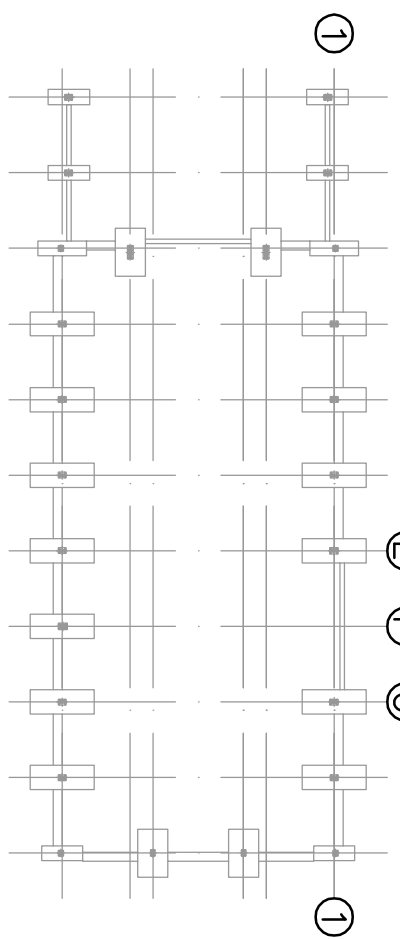
VISTA B
E=1/10

VISTA C
E=1/10

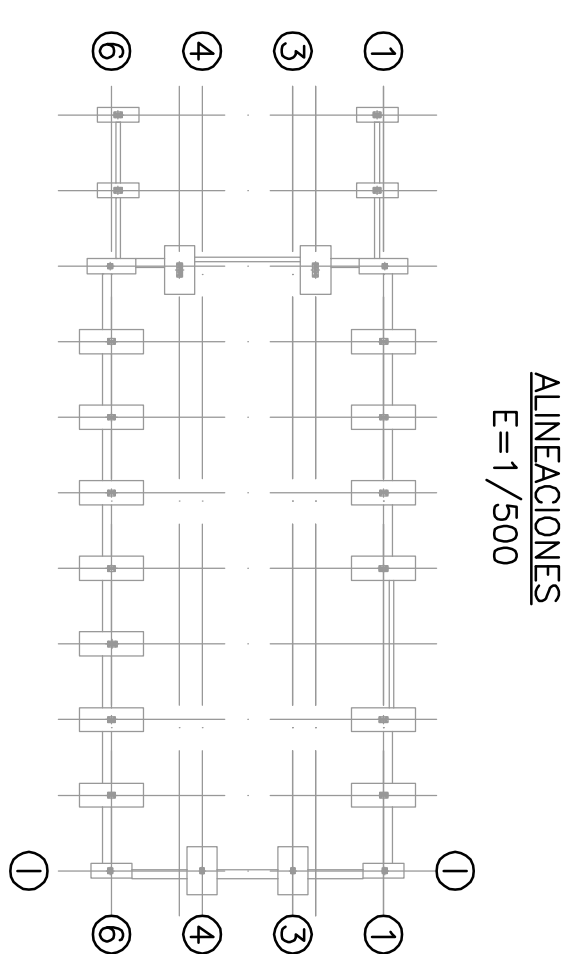
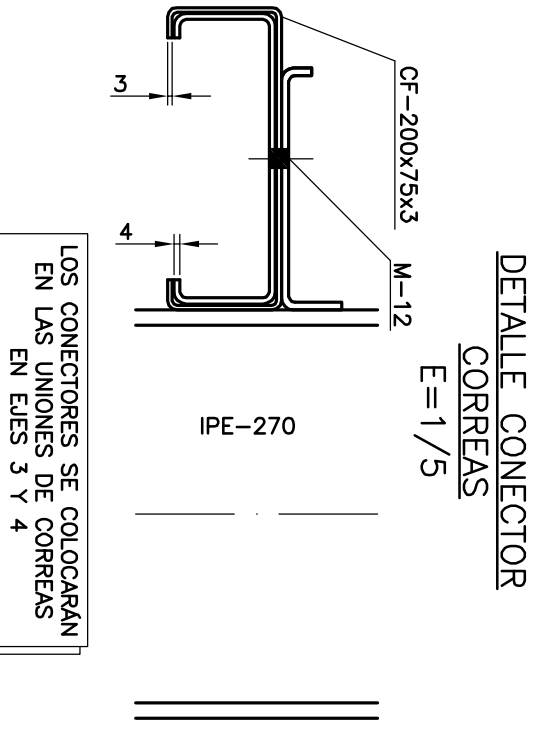
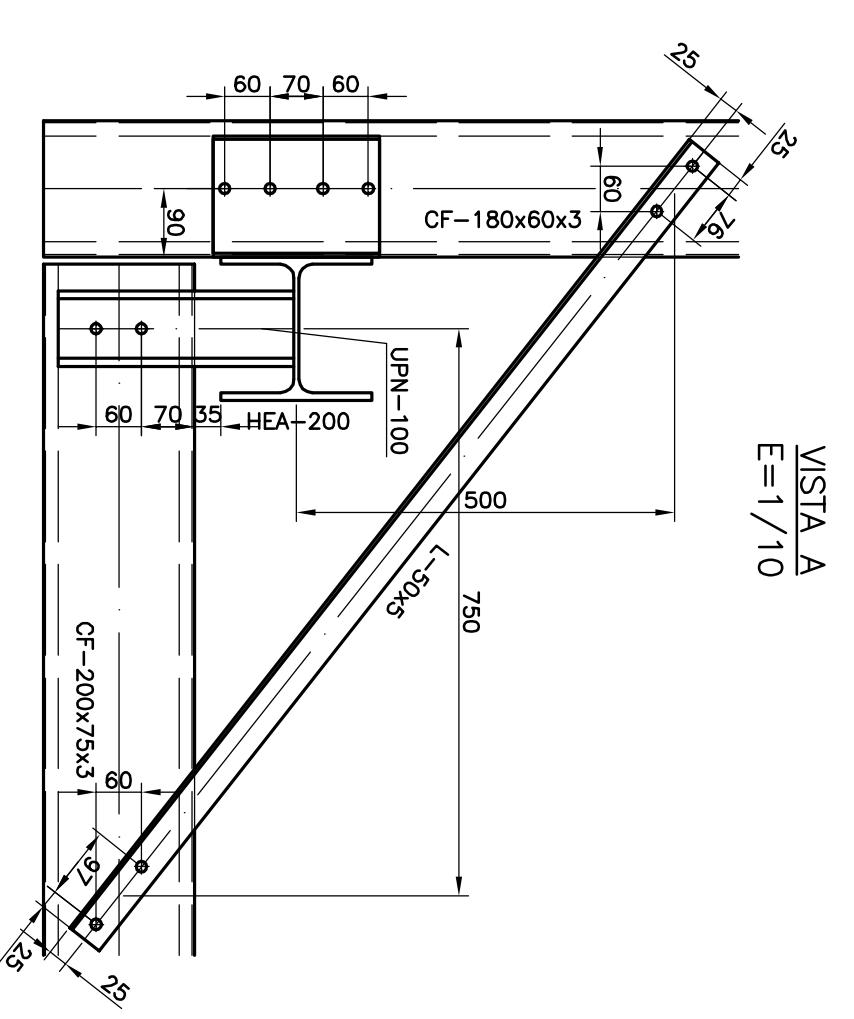
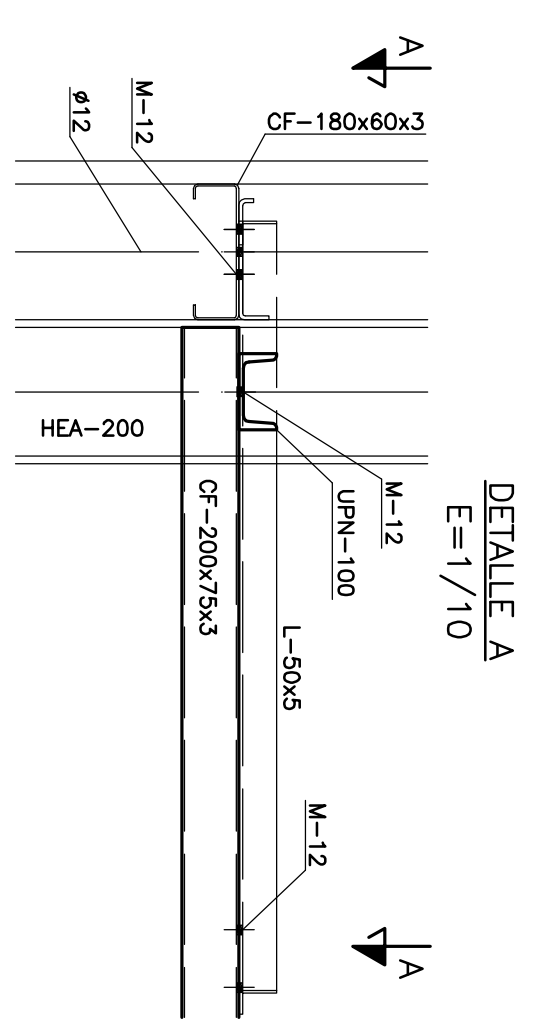
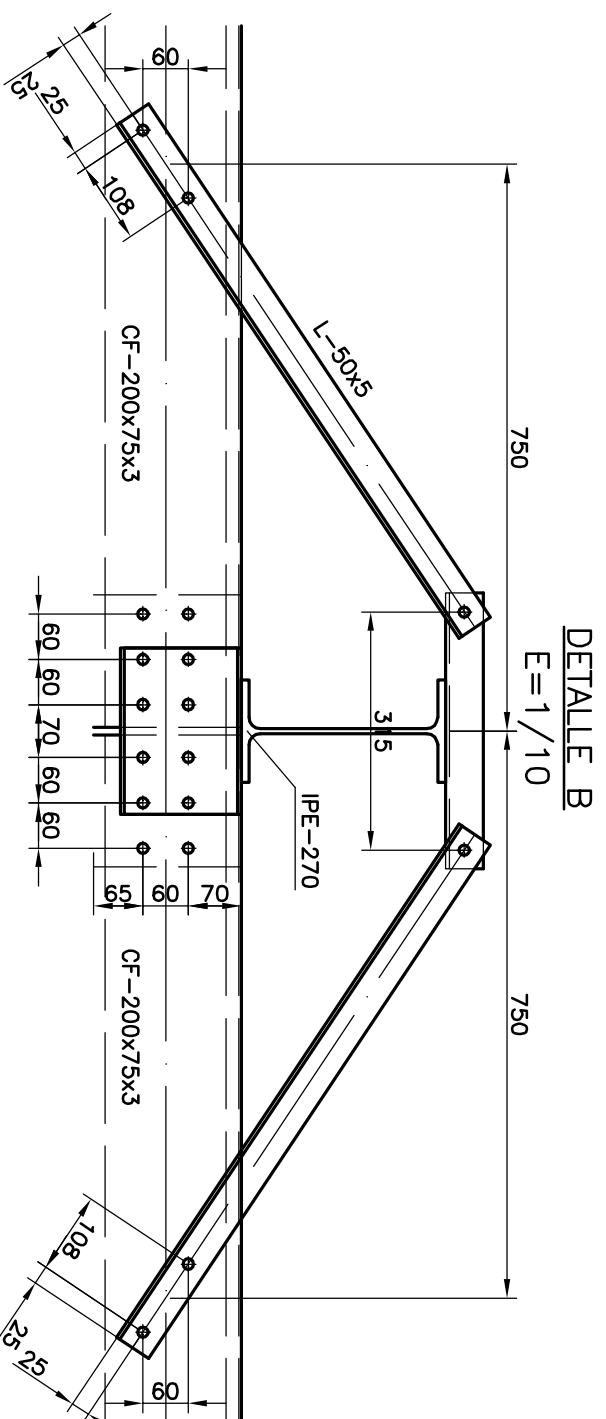
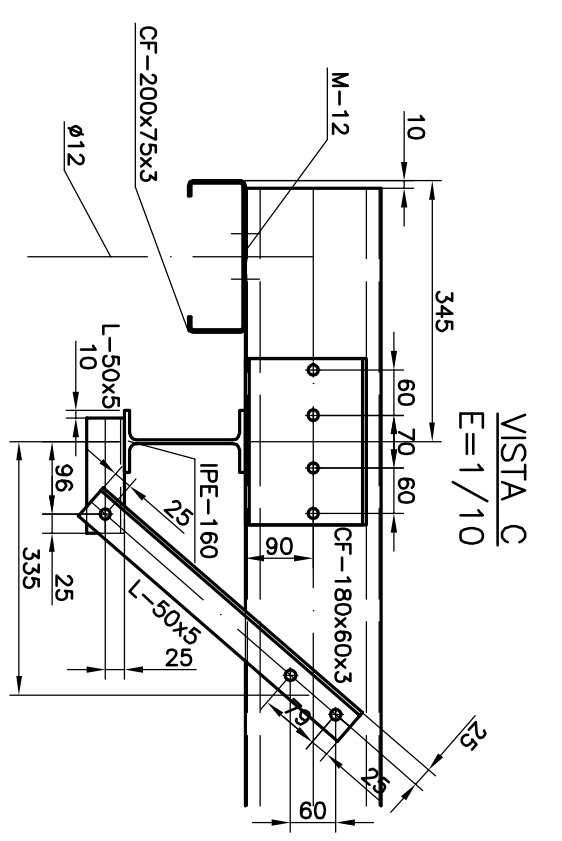
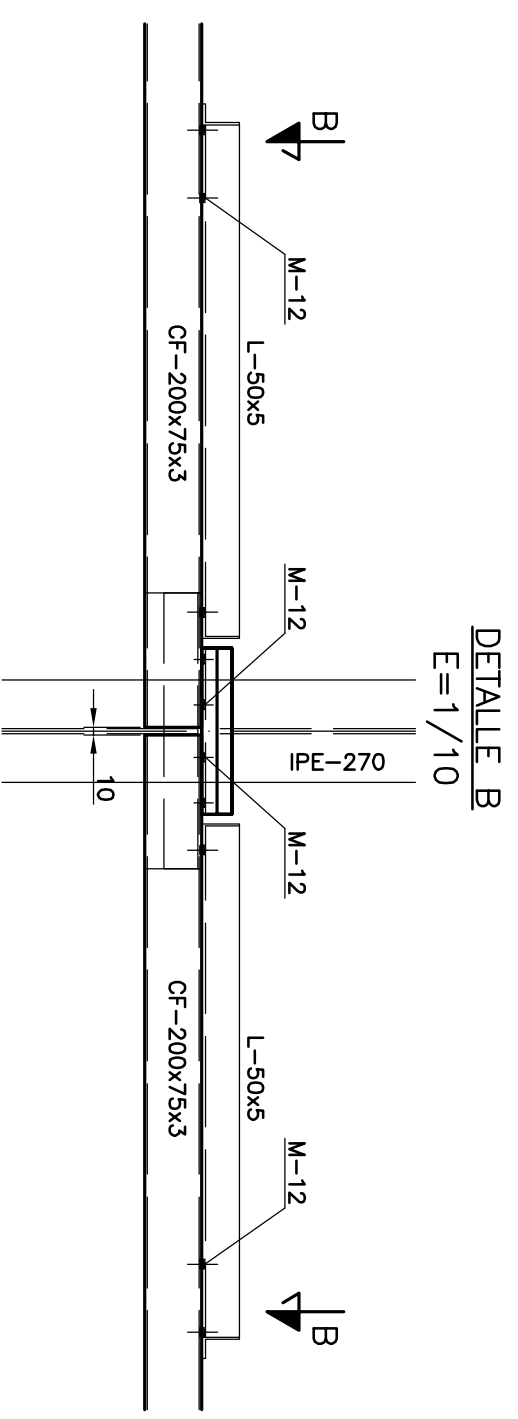
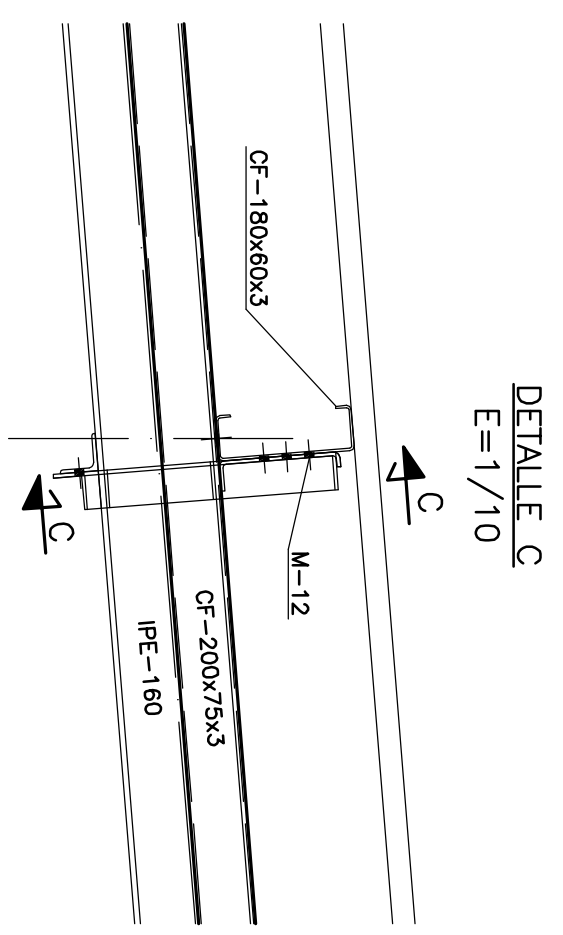
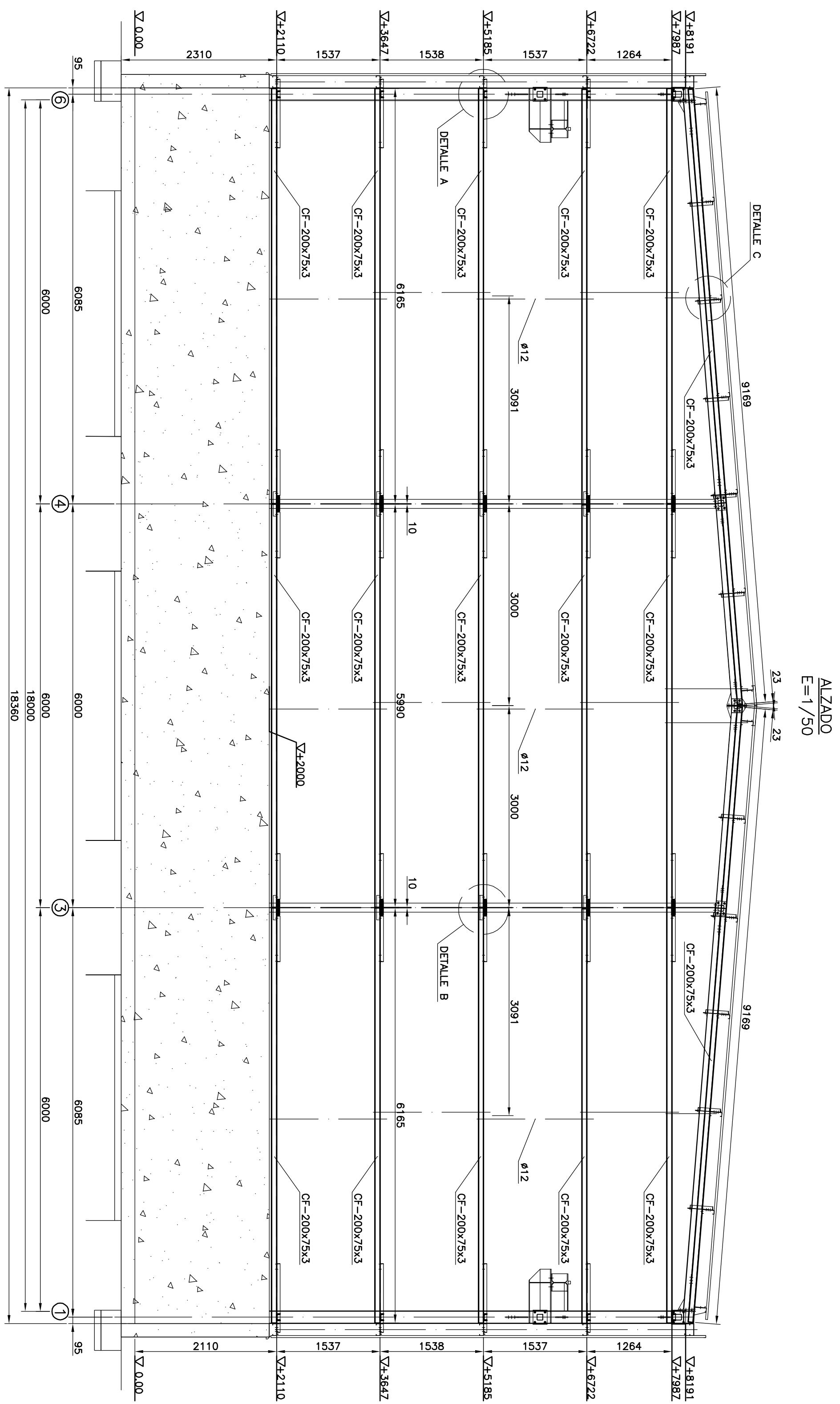
VISTA D
E=1/10



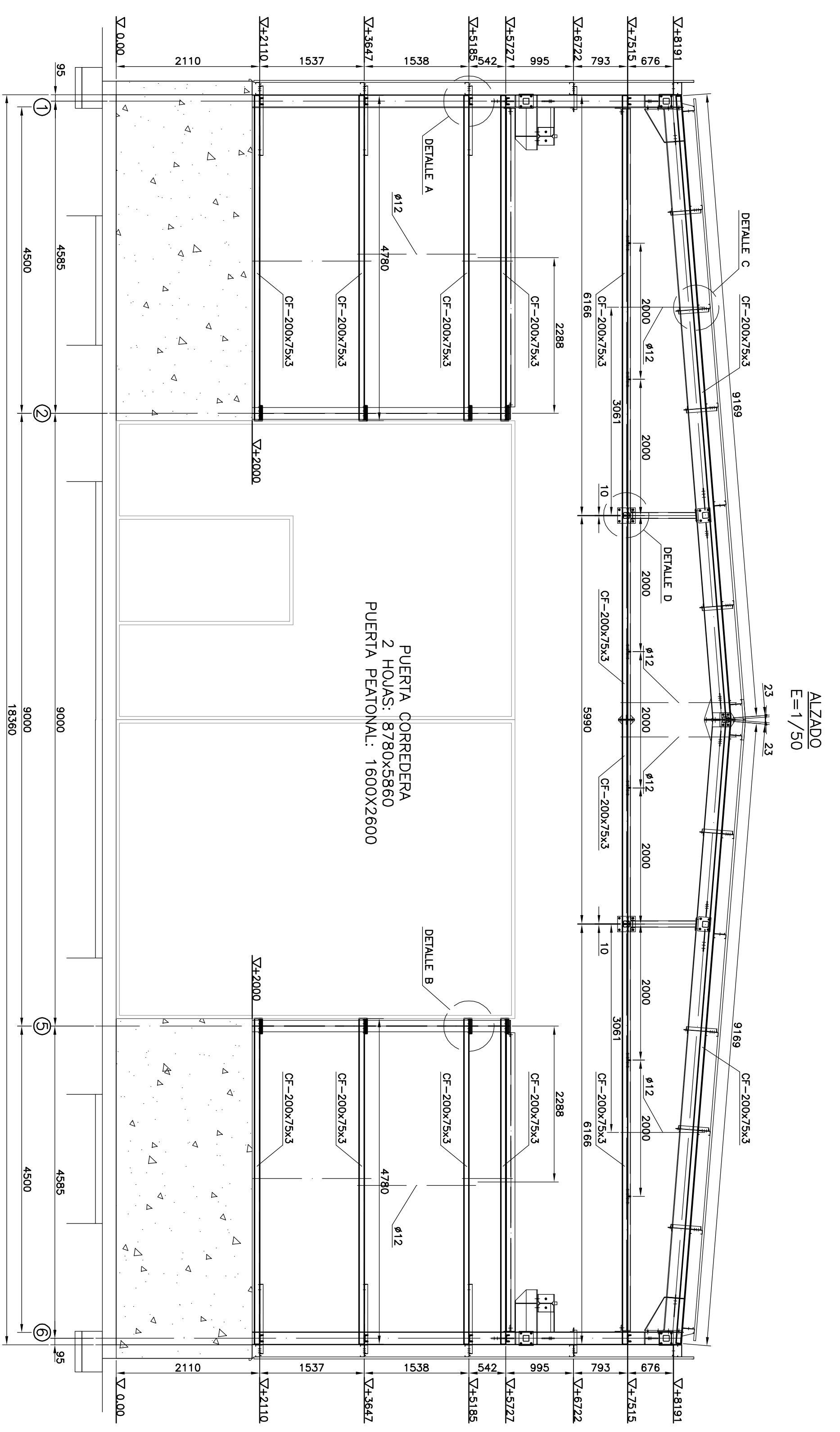
ALINEACIONES
E=1/500



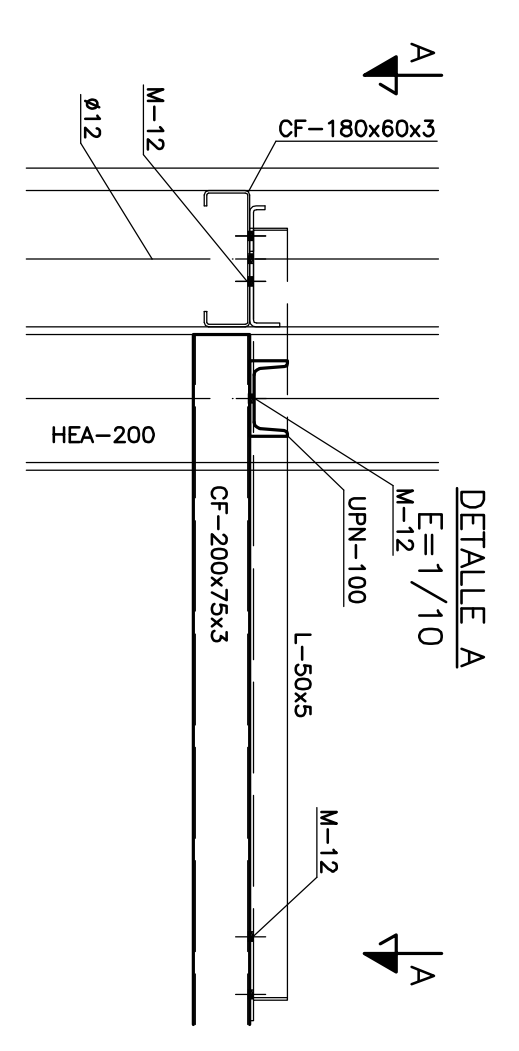
<p>ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA</p>			
<p>PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL</p>			
<p>CALCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA</p>			
<p>PORTICO DE ALINEACION 1</p>		<p>DETALLE CELOSIA</p>	
<p>FIRMA</p>	<p>PLANO 07</p>	<p>HOJA 2 de 2</p>	<p>SEPTIEMBRE-17</p>
<p>DIBUJADO</p>	<p>ESCALA</p>	<p>1/20</p>	



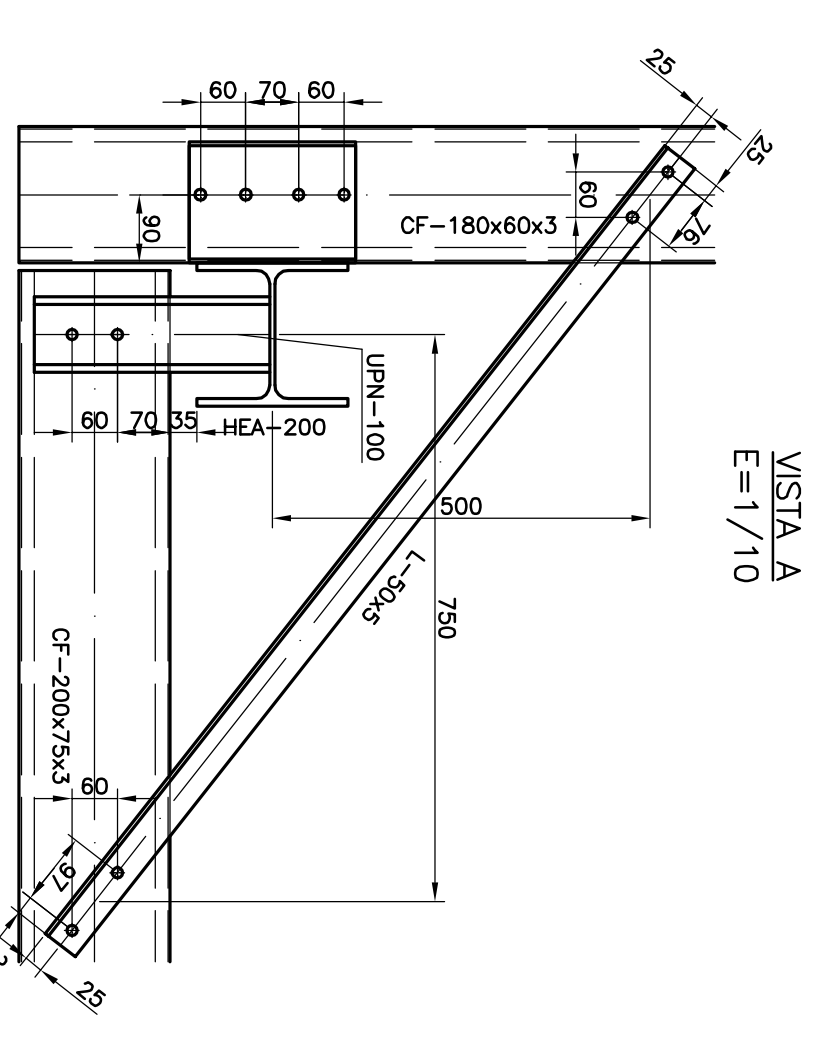
ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL	
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA	
FIRMA 	PLANO 08 HOLA 1 de 3
DIBUJADO SEPTIEMBRE-17	ESCALA 1/50



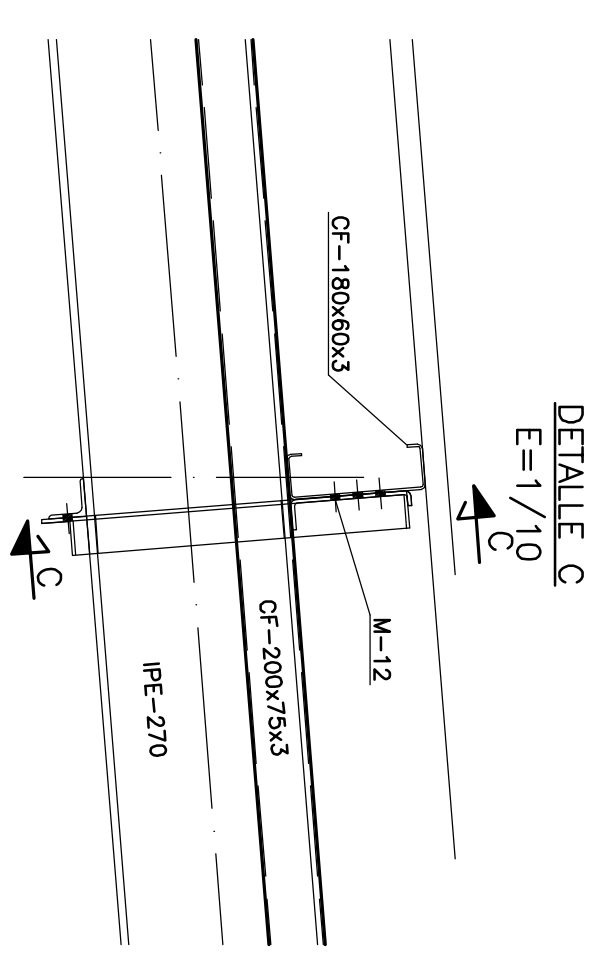
ALZADO
E=1/50



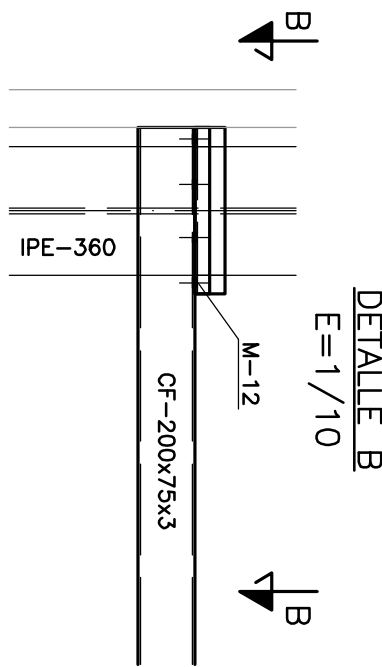
DETAILLE A
E=1/10



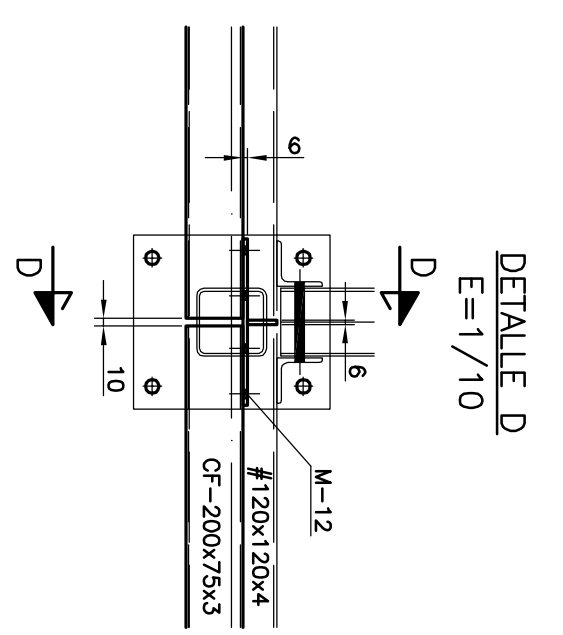
VISTA A
E=1/10



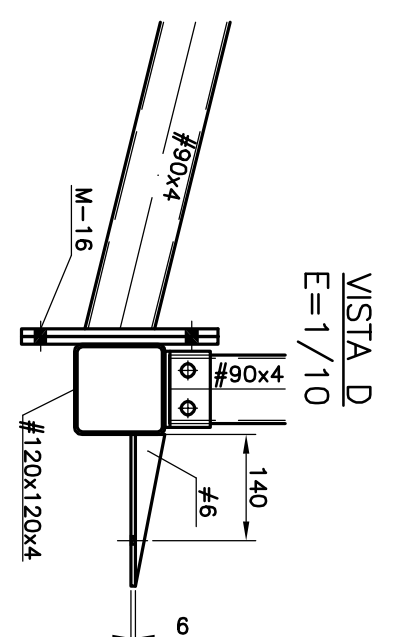
DETAILLE C
E=1/10



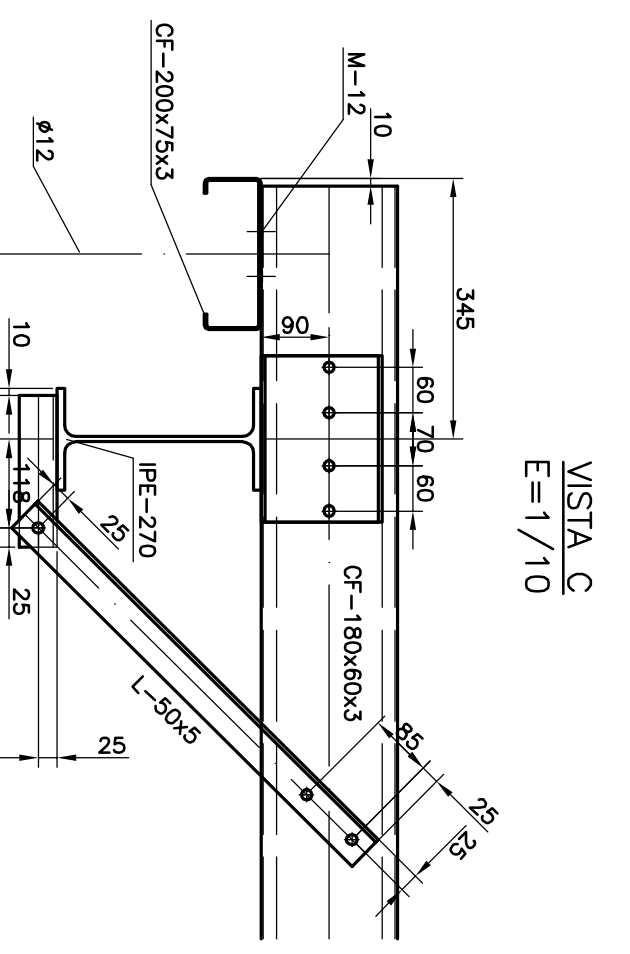
DETAILLE B
E=1/10



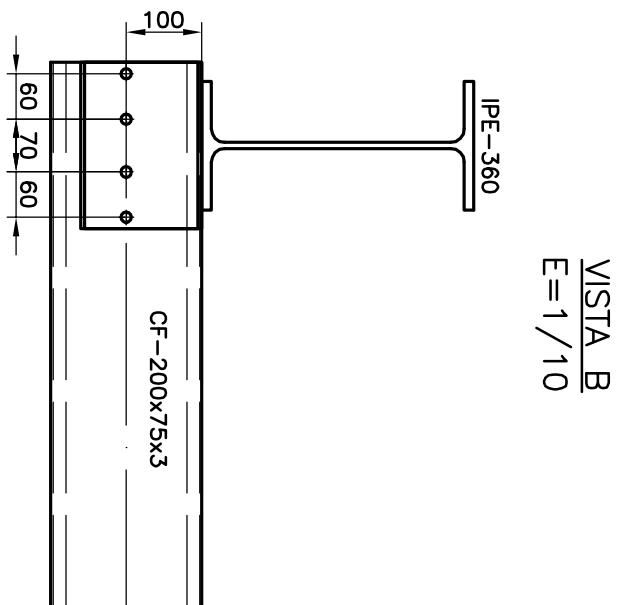
DETAILLE D
E=1/10



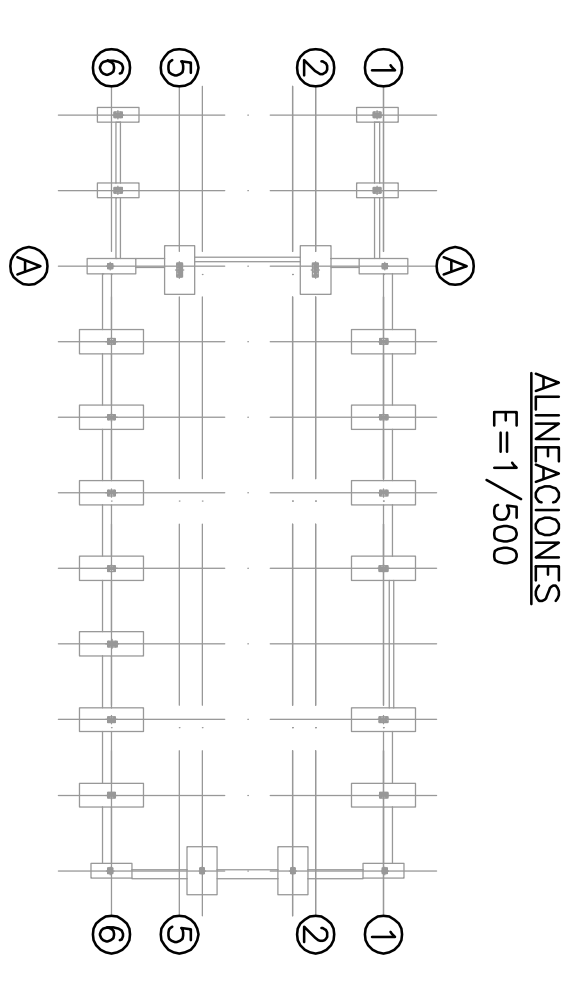
VISTA D
E=1/10



VISTA C
E=1/10

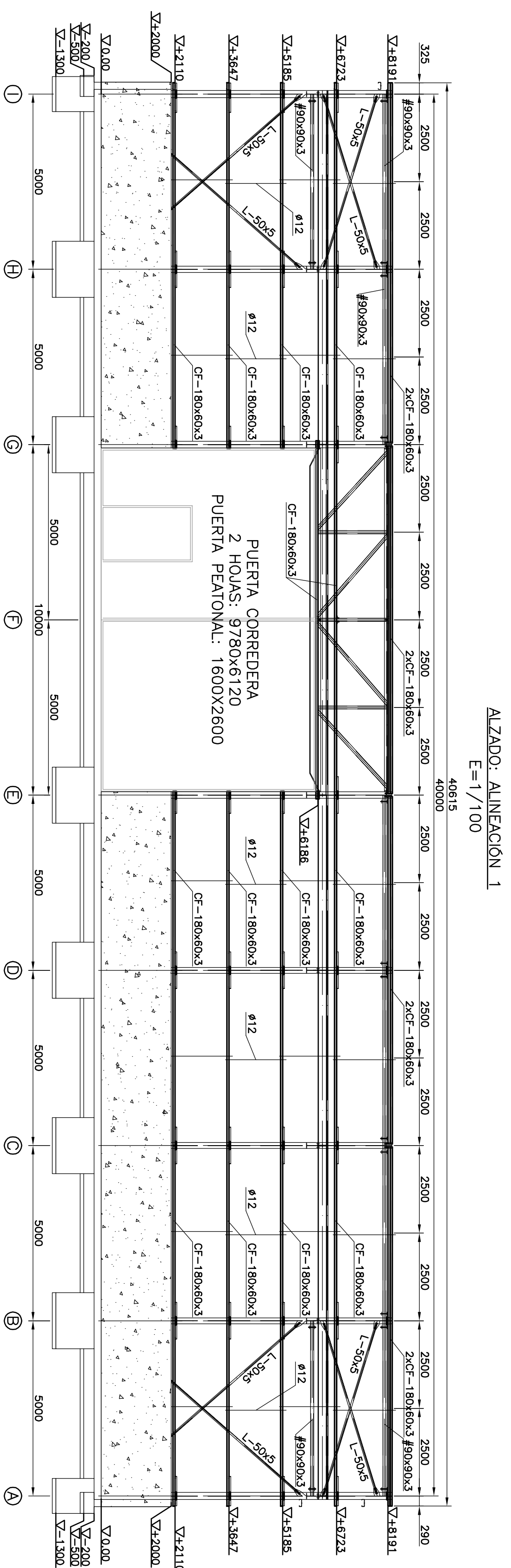


VISTA B
E=1/10



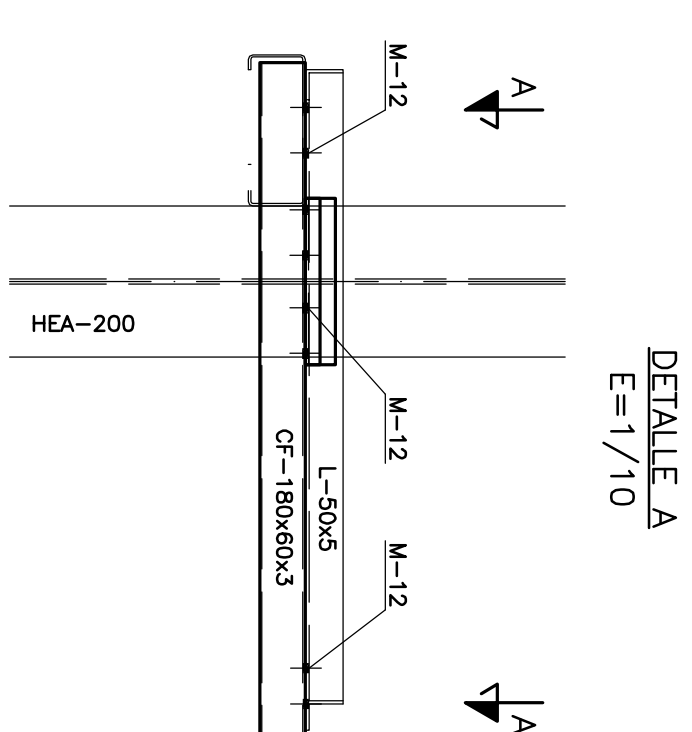
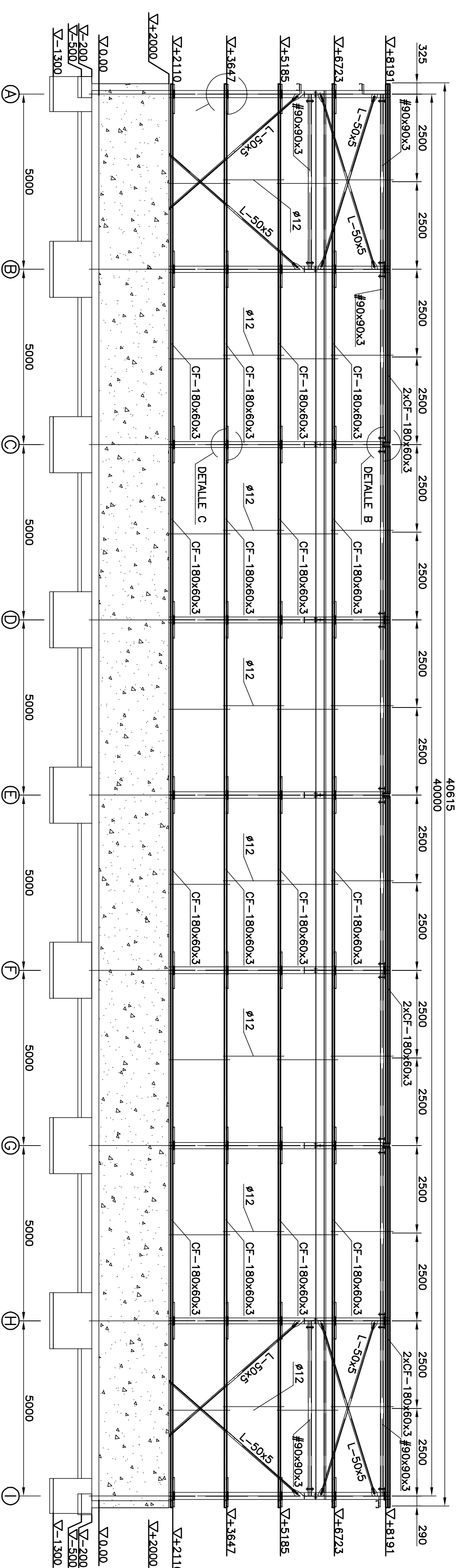
ALINEACIONES
E=1/500

ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA	
PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL	
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA	
CERRAMIENTO DE	PLANO 08 HOJA 2 de 3
ALINEACION	4. TABLA
A	SEPTIEMBRE-17
ESCALA	1/50

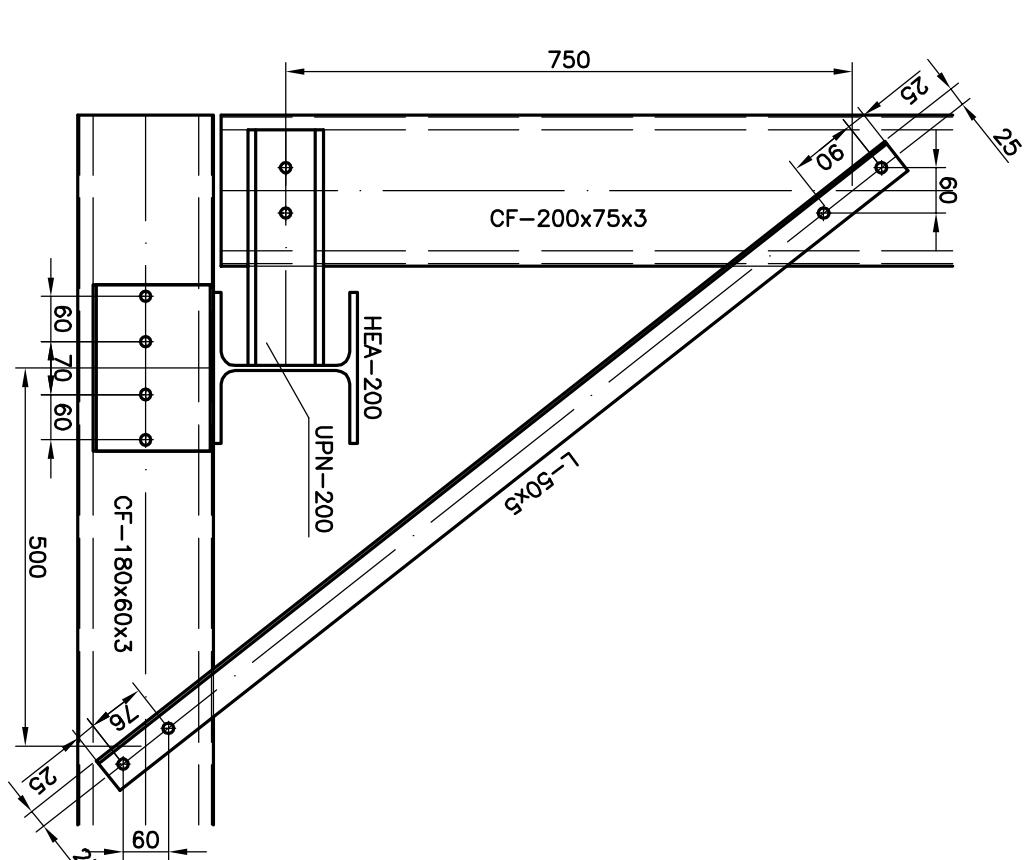


ALZADO: ALINEACIÓN 1
E=1/100

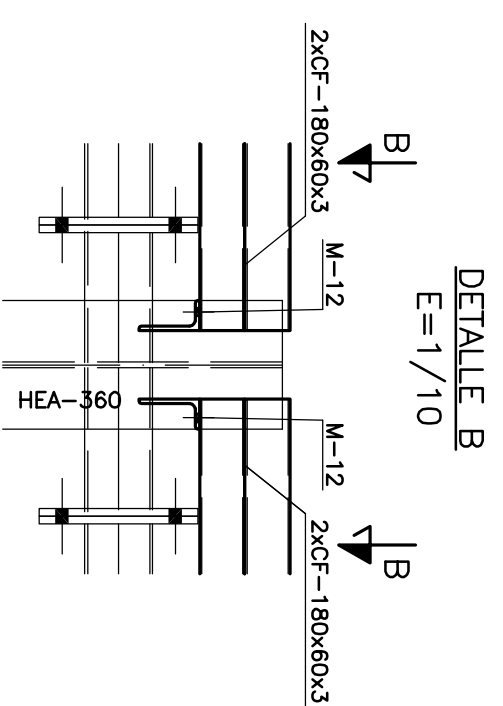
ALZADO: ALINEACIÓN 6
E=1/100



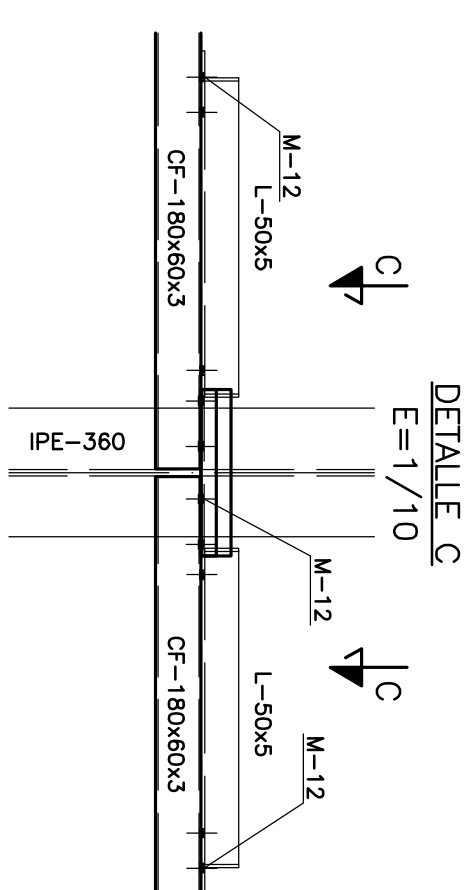
DETALLE A
E=1/10



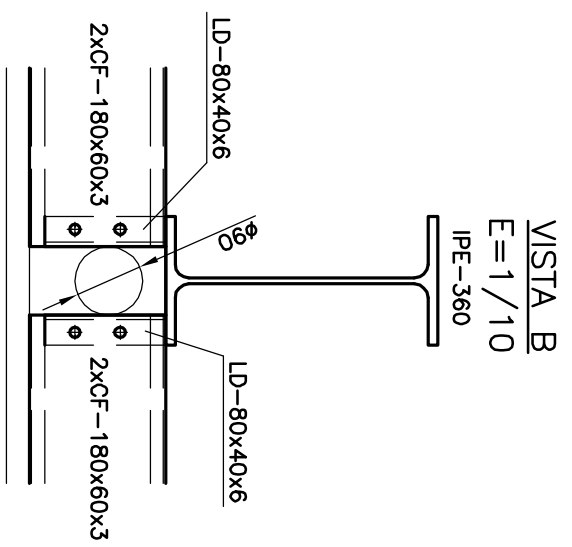
VISTA A
E=1/10



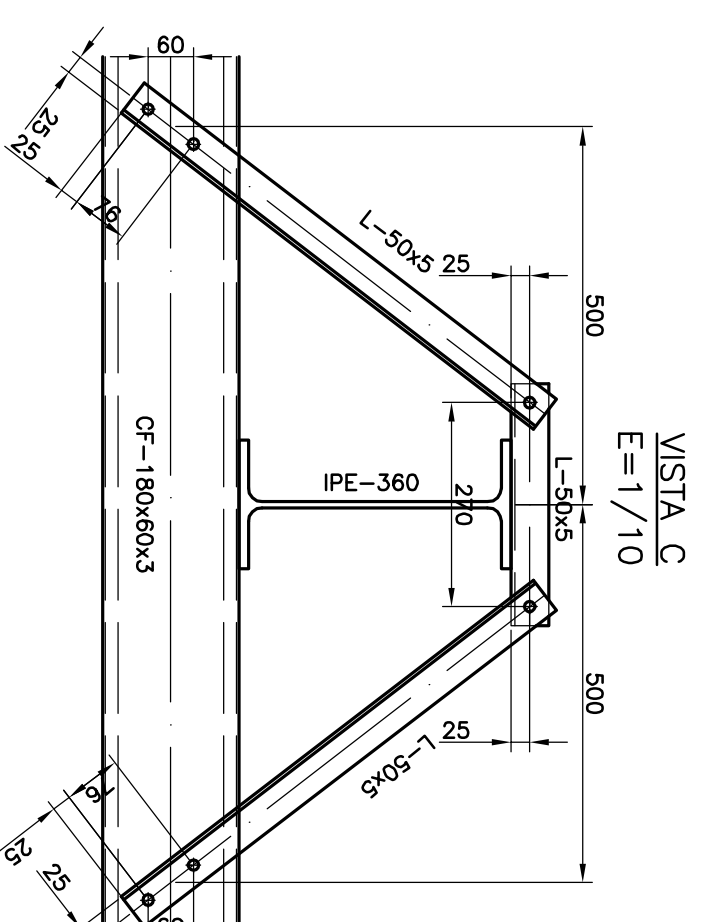
DETALLE B
E=1/10



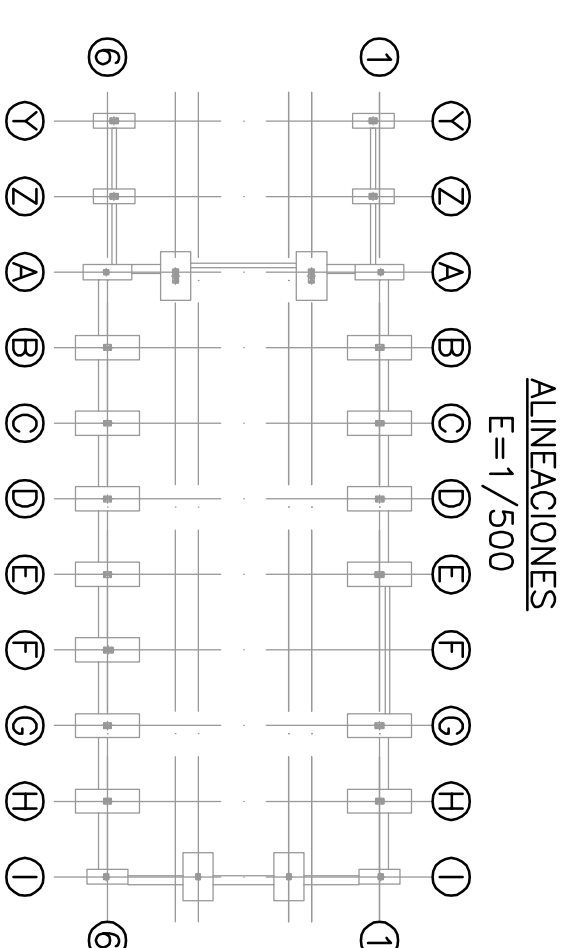
DETALLE C
E=1/10



VISTA B
E=1/10

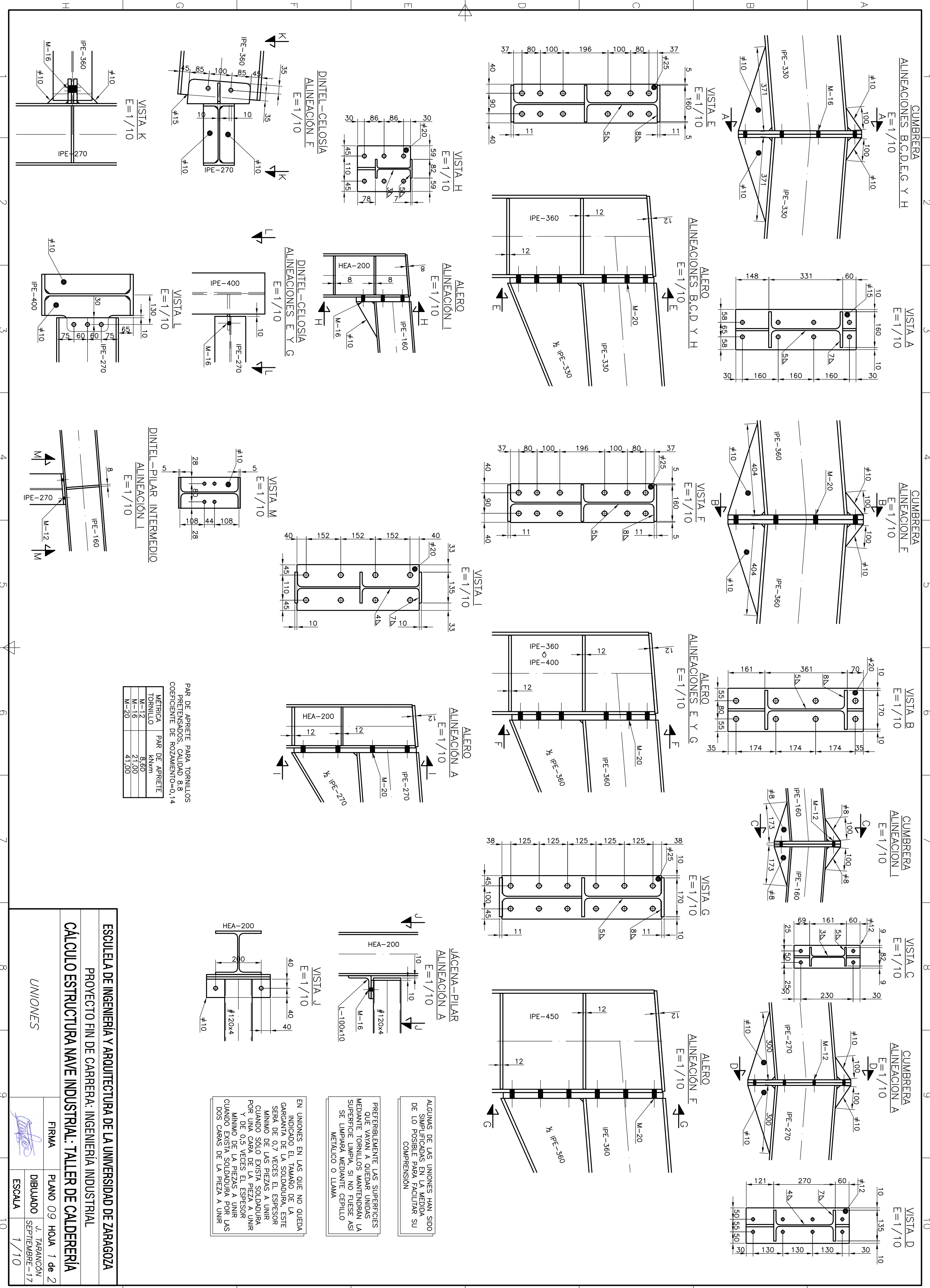


VISTA C
E=1/10



ALINEACIONES
E=1/500

ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL	
CALCULO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA	
CERRAMIENTO DE ALINEACIONES 1 Y 6	
FIRMA	PLANO 08 HOJA 3 de 3
DIBUJADO	4. TARANCÓN SEPTIEMBRE-17
ESCALA	1/100



PAR DE APRIETE PARA TORNILLOS PRETENSADOS, CALIDAD 8.8 COEFICIENTE DE ROZAMIENTO=0,14

METRICA	PAR DE APRIETE KNxm
M-12	8,60
M-16	21,00
M-20	41,00

ALGUNAS DE LAS UNIONES HAN SIDO SIMPLIFICADAS EN LA MEDIDA DE LO POSIBLE PARA FACILITAR SU COMPRENSION

PREFERIBLEMENTE LAS SUPERFICIES QUE VAYAN A QUEDAR UNIDAS MEDIANTE TORNILLOS MANTENDRAN LA SUPERFICIE LIMPIA, SI NO FUERE ASI SE LIMPIARA MEDIANTE CEPILLO METALICO O LLAMA

EN UNIONES EN LAS QUE NO QUEDA INDICADO EL TAMAÑO DE LA GARANTIA DE LA SOLDADURA, ESTE SERA DE 0,7 VECES EL ESPESOR MINIMO DE LAS PIEZAS A UNIR CUANDO SOLO EXISTA SOLDADURA POR UNA CARA DE LA PIEZA A UNIR Y DE 0,5 VECES EL ESPESOR MINIMO DE LAS PIEZAS A UNIR CUANDO EXISTA SOLDADURA POR LAS DOS CARAS DE LA PIEZA A UNIR

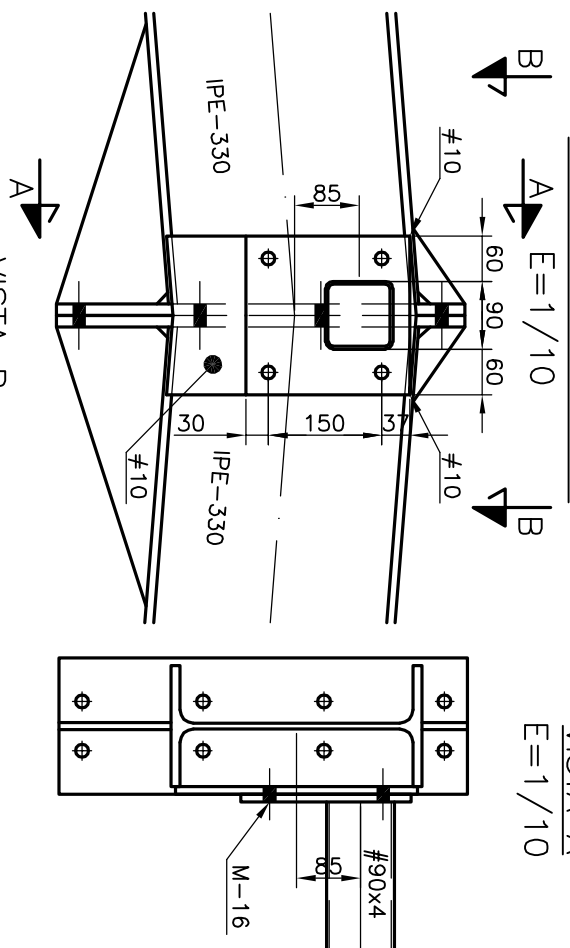
ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA

PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERIA INDUSTRIAL

CALCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERIA

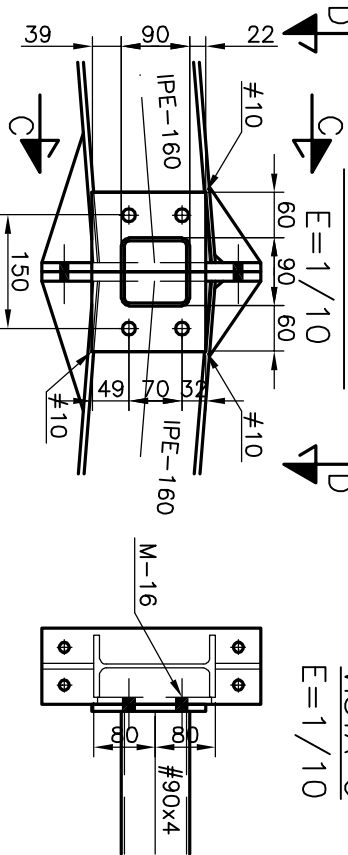
FIRMA	PLANO 09	HOLA 1 de 2
DIBUJADO	J. TARANCON	SEPTIEMBRE-17
ESCALA	1/10	

ARROSTRAMIENTO CUMBRERA
ALINEACIONES B Y H



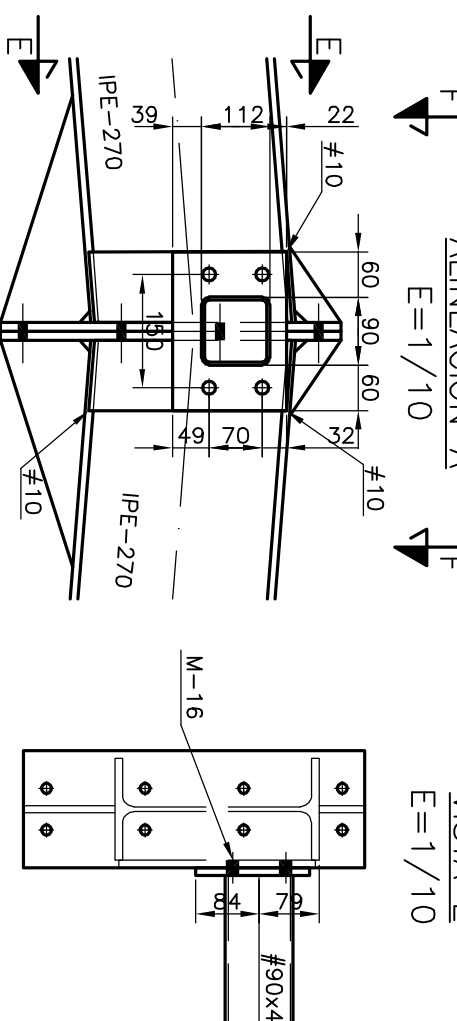
VISTA A
E=1/10

ARROSTRAMIENTO CUMBRERA
ALINEACIÓN I



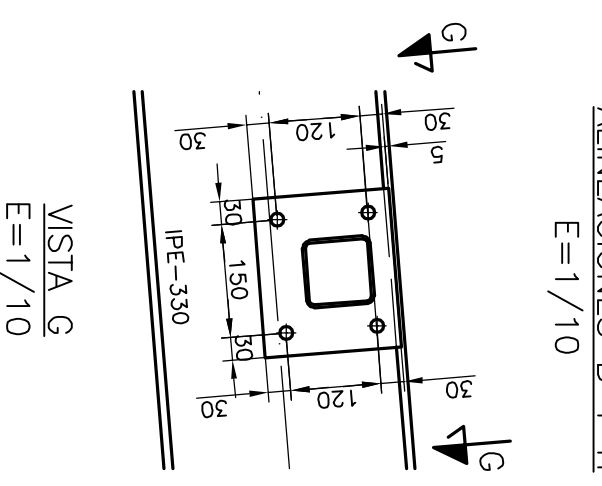
VISTA C
E=1/10

ARROSTRAMIENTO CUMBRERA
ALINEACIÓN A

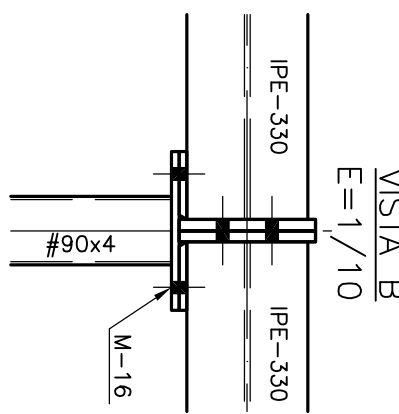


VISTA E
E=1/10

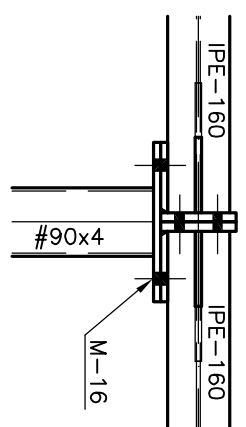
ARROSTRAMIENTO DINTEL
ALINEACIONES B Y H



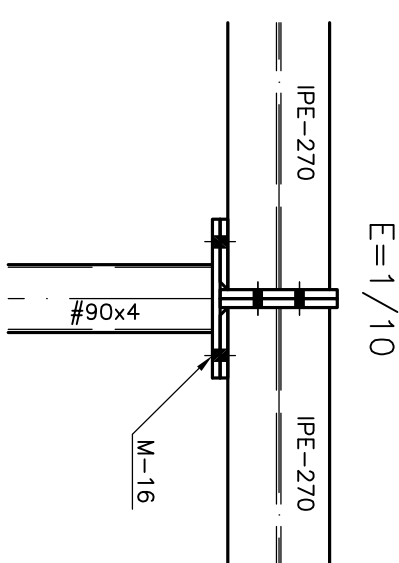
VISTA G
E=1/10



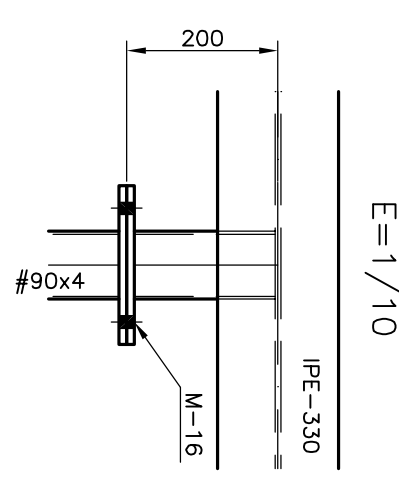
VISTA B
E=1/10



VISTA D
E=1/10

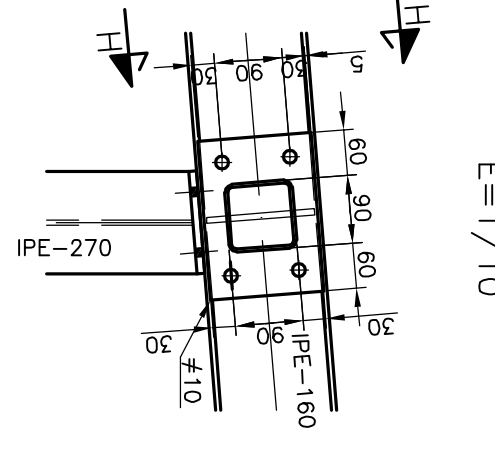


VISTA F
E=1/10



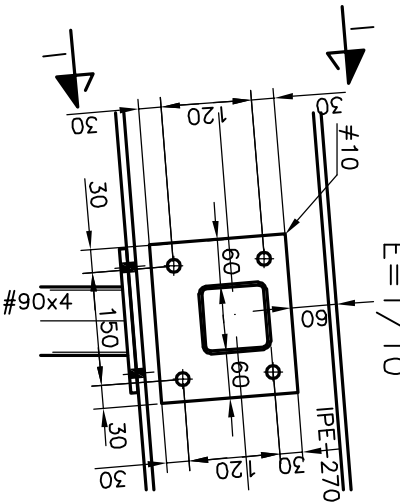
VISTA G
E=1/10

ARROSTRAMIENTO DINTEL
ALINEACIÓN I



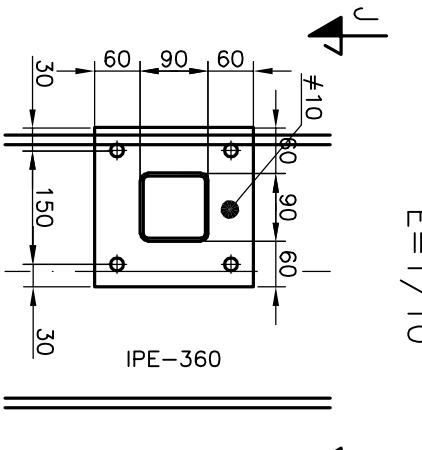
E=1/10

ARROSTRAMIENTO DINTEL
ALINEACIÓN A



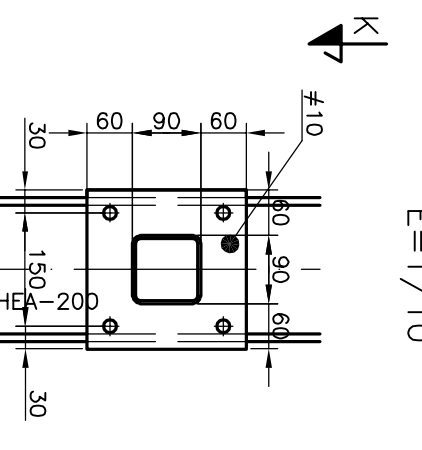
E=1/10

ARROSTRAMIENTO DINTEL
ALINEACIONES E Y G



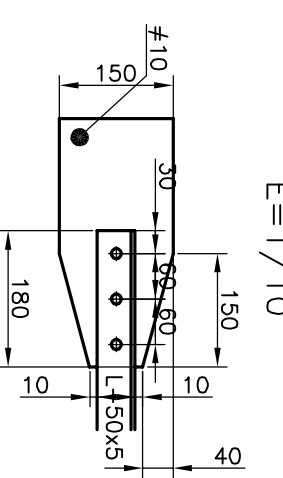
VISTA J
E=1/10

ARROSTRAMIENTO DINTEL
ALINEACIONES A E I



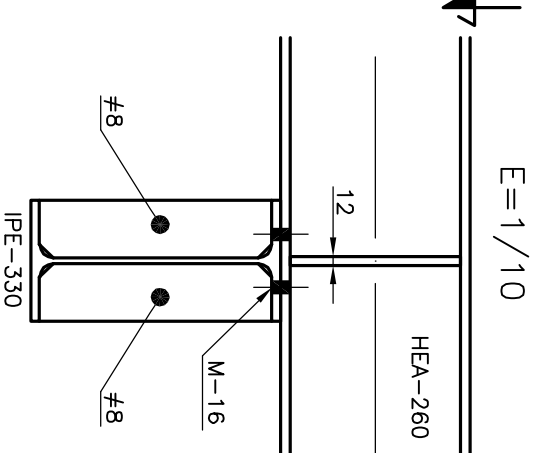
VISTA K
E=1/10

DIAGONALES ARROSTRAMIENTO
UNIÓN GÉNÉRICA



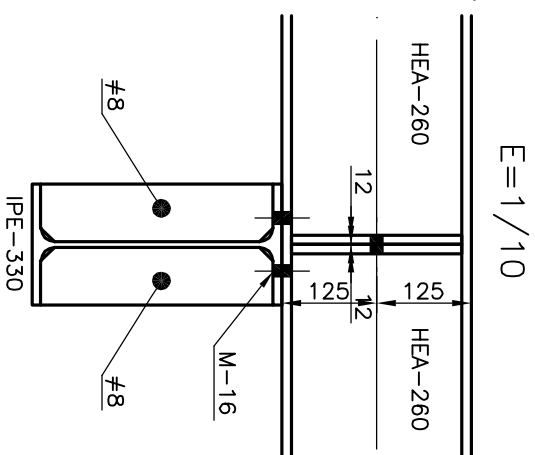
E=1/10

VIGA CARRIL MENSULA
ALINEACIONES B,D,F Y G



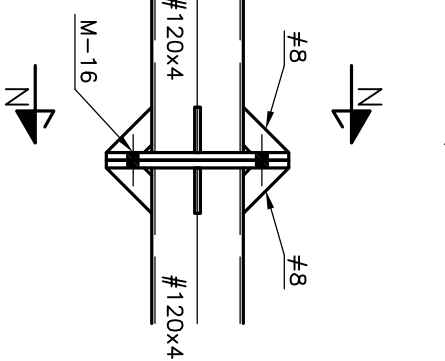
VISTA L
E=1/10

VIGA CARRIL MENSULA
ALINEACIONES C,E Y H

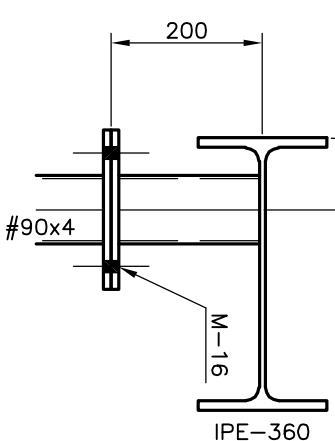


VISTA M
E=1/10

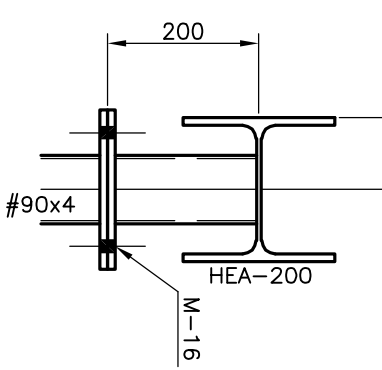
UNIÓN JACENA
ALINEACIÓN A



VISTA N
E=1/10



VISTA J
E=1/10



VISTA K
E=1/10

PAR DE APRIETE PARA TORNILLOS
PRETENSADOS, CALIDAD 8.8
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO=0,14

MÉTRICA	PAR DE APRIETE
TORNILLO	KNxm
M-12	8,60
M-16	21,00
M-20	41,00

EN UNIONES EN LAS QUE NO QUEDA INDICADO EL TAMAÑO DE LA GARGANTA DE LA SOLDADURA, ESTE SERA DE 0,7 VECES EL ESPESOR MÍNIMO DE LAS PIEZAS A UNIR CUANDO SÓLO EXISTA SOLDADURA POR UNA CARA DE LA PIEZA A UNIR Y DE 0,5 VECES EL ESPESOR MÍNIMO DE LAS PIEZAS A UNIR CUANDO EXISTA SOLDADURA POR LAS DOS CARAS DE LA PIEZA A UNIR

PREFERIBLEMENTE LAS SUPERFICIES QUE VAYAN A QUEDAR UNIDAS MEDIANTE TORNILLOS MANTENDRAN LA SUPERFICIE LIMPIA, SI NO FUESE ASI SE LIMPIARÁ MEDIANTE CEPILLO METÁLICO O LLAMA

ALGUNAS DE LAS UNIONES HAN SIDO SIMPLIFICADAS EN LA MEDIDA SU COMPRESION

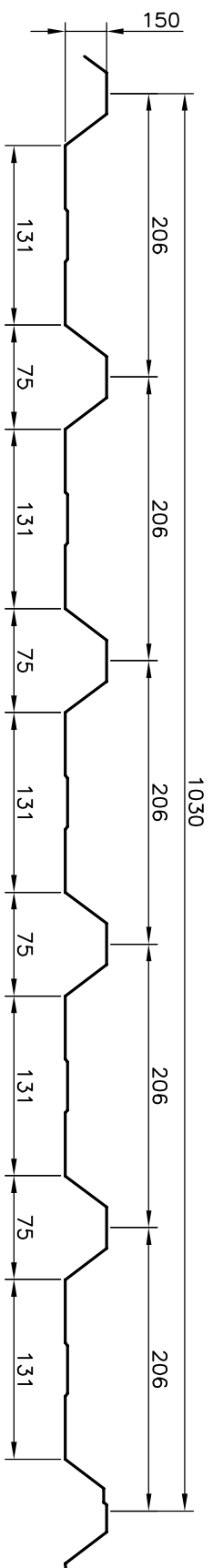
ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA

PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL

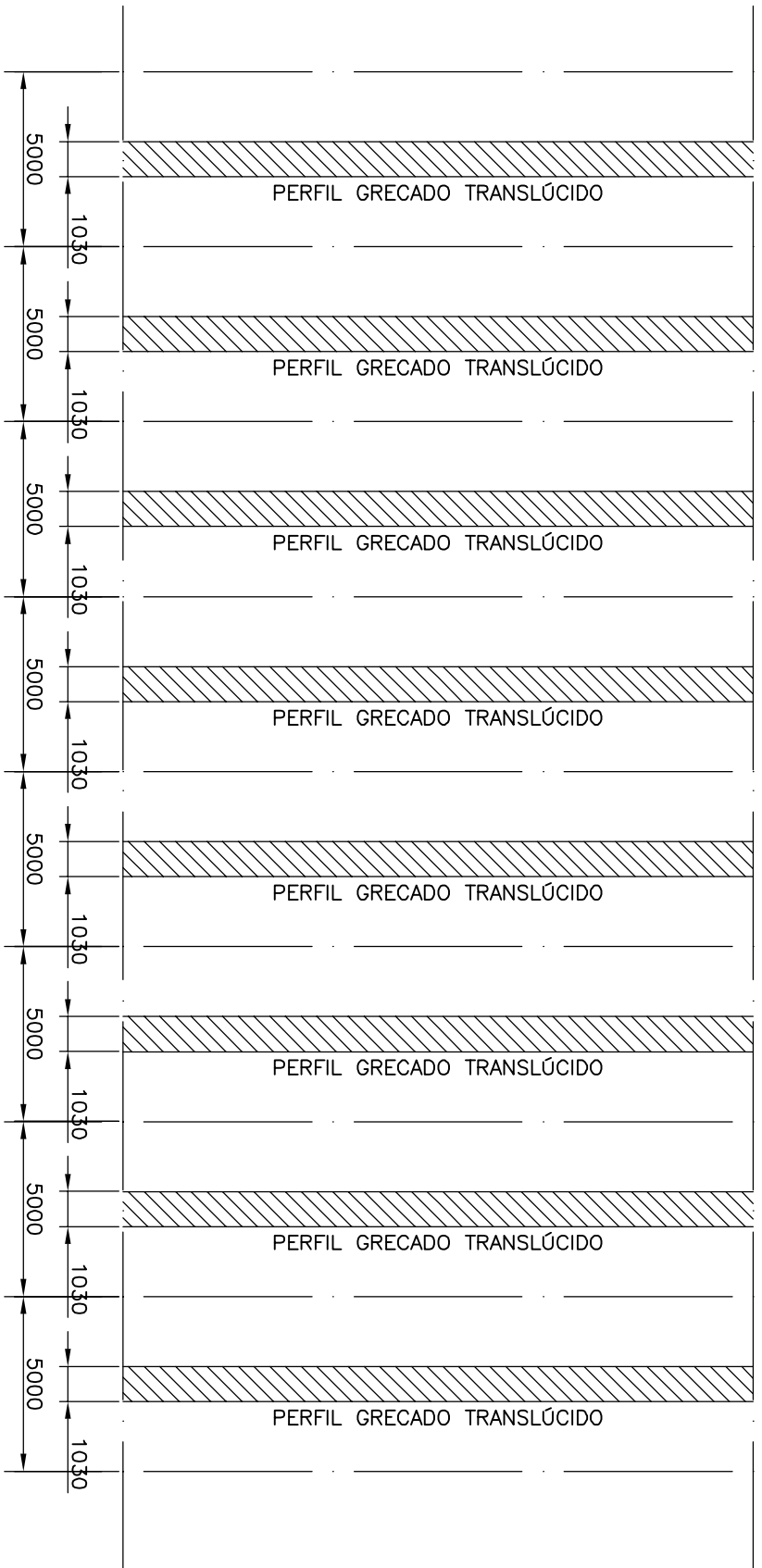
CÁLCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

UNIONES	FIRMA	PLANO 09	HOJA 2 de 2
	DIBUJADO	SEPTIEMBRE-17	ESCALA 1/10

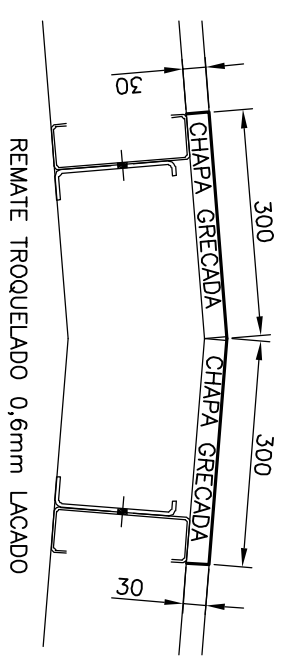
SECCIÓN PERFIL CHAPA GRECADA
E=1/5



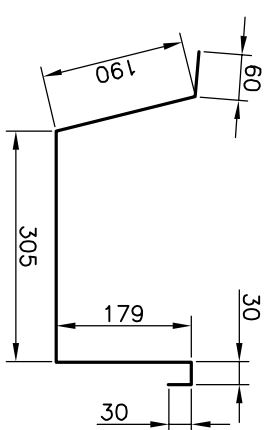
PLANTA CUBIERTA
E=1/200



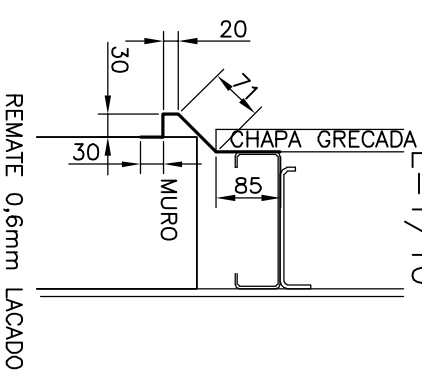
DETALLE REMATE DE CUMBRERA
E=1/10



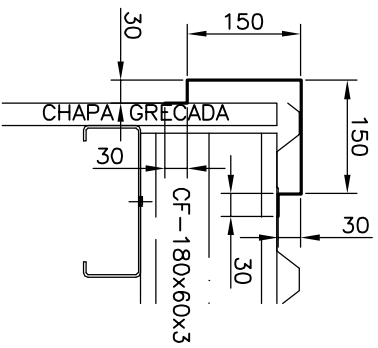
DETALLE CANALÓN
E=1/5



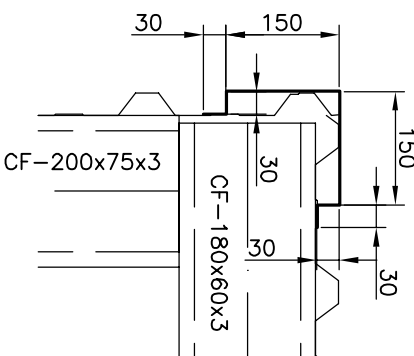
DETALLE REMATE VIERTE AGUAS MURO
E=1/10



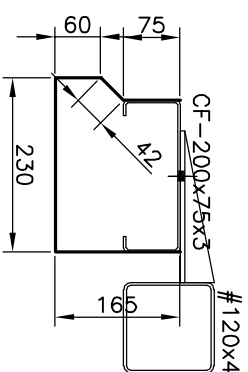
DETALLE REMATE CORONACIÓN
E=1/10



DETALLE REMATE ESQUINERO
E=1/10



DETALLE REMATE JACENA
E=1/10



ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA
PROYECTO FIN DE CARRERA: INGENIERÍA INDUSTRIAL
CÁLCULO ESTRUCTURA NAVE INDUSTRIAL: TALLER DE CALDERERÍA

PERFIL GRECADO
Y REMATES

FIRMA	PLANO 10 HOJA 1 de 1
DIBUJADO	J. TARANCÓN
ESCALA	SEPTIEMBRE-17 VARIAS



Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Industrial

Cálculo estructura nave industrial: Taller de
calderería

Presupuesto

Autor/

Javier Tarancón Alonso

Director

Víctor Tabuenca Cintora

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Año 2017

PRECIOS DESCOMPUESTOS

Precios descompuestos

Índice

<u>1</u>	<u>Actuaciones previas</u>	<u>1</u>
<u>2</u>	<u>Cimentación</u>	<u>2</u>
<u>3</u>	<u>Saneamiento</u>	<u>4</u>
<u>4</u>	<u>Estructura.....</u>	<u>7</u>
<u>5</u>	<u>Cubierta y cerramientos</u>	<u>8</u>
<u>6</u>	<u>Pavimentos</u>	<u>12</u>
<u>7</u>	<u>Cerrajería</u>	<u>13</u>
<u>8</u>	<u>Puente grúa.....</u>	<u>14</u>
<u>9</u>	<u>Seguridad y salud</u>	<u>15</u>
<u>10</u>	<u>Proyecto.....</u>	<u>16</u>
<u>11</u>	<u>Dirección de obra</u>	<u>17</u>

PFC: Ingeniería Industrial - Cálculo estructura nave industrial: Taller de calderería

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 1 : ACTUACIONES PREVIAS					
00101	ud	ESTUDIO GEOTECNICO			
		Estudio Geotécnico			
GEO00X	1,000	ESTUDIO GEOTECNICO	2.948,25	2.948,25	
		Suma la partida.....			2.948,25
		Costes indirectos.....		6,00%	176,90
		TOTAL PARTIDA.....			3.125,15

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRES MIL CIENTO VEINTICINCO EUROS con QUINCE CÉNTIMOS

00102	m2	DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO CON MEDIOS MECÁNICOS, I/CARGA DE			
		Desbroce y limpieza del terreno con medios mecánicos, i/carga de residuos sin transporte. Según NTE-ADE.			
		Acondicionamiento del terreno			
O010A060	0,010 h.	Peón especializado	15,47	0,15	
M05PN010A	0,014 h.	Pala cargadora neumáticos 85 CV/1,2m3	40,23	0,56	
		Suma la partida.....			0,71
		Costes indirectos.....		6,00%	0,04
		TOTAL PARTIDA.....			0,75

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CERO EUROS con SETENTA Y CINCO CÉNTIMOS

00103	m2	RASANTEO CORONACIÓN EXPLANADA			
		Rasanteo y refino, de la superficie de coronación de explanada de desmonte y terraplén, en terreno sin clasificar, así como aporte del material necesario y retirada del sobrante a vertedero o lugar de empleo, extendido, humectación y compactación. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno			
O010A020	0,002 h.	Capataz	17,63	0,04	
M08NM020	0,002 h.	Motoniveladora de 200 CV	67,35	0,13	
M08CA110	0,002 h.	Cisterna agua s/camión 10.000 l.	30,14	0,06	
M08RN040	0,002 h.	Rodillo vibrante autopropuls. mixto 15 t.	60,83	0,12	
M05PN010A	0,001 h.	Pala cargadora neumáticos 85 CV/1,2m3	40,23	0,04	
M07CB010	0,002 h.	Camión basculante 4x2 10 t.	33,39	0,07	
		Suma la partida.....			0,46
		Costes indirectos.....		6,00%	0,03
		TOTAL PARTIDA.....			0,49

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CERO EUROS con CUARENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

00104	m3	TRANSP. VERTED. <20km. CARGA MEC.			
		Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.			
M05EN030	0,040 h.	Excav. hidráulica neumáticos 100 CV	42,00	1,68	
M07CB030	0,190 h.	Camión basculante 6x4 20 t.	38,50	7,32	
M07N060	1,000 m3	Canon de desbroce a vertedero	0,51	0,51	
		Suma la partida.....			9,51
		Costes indirectos.....		6,00%	0,57
		TOTAL PARTIDA.....			10,08

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DIEZ EUROS con OCHO CÉNTIMOS

PFC: Ingeniería Industrial - Cálculo estructura nave industrial: Taller de calderería

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 2 : CIMENTACIÓN					
00201	m³	EXC.POZOS A MÁQUINA T.FLOJOS Ex cavación en pozos en terrenos flojos, por medios mecánicos, con extracción de tierras a los bordes, sin carga ni transporte al vertedero, y con p.p. de medios auxiliares. Según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural-Cimientos.			
O01OA070	0,200 h.	Peón ordinario	16,94	3,39	
M05RN020	0,210 h.	Retrocargadora neumáticos 75 CV	36,52	7,67	
		Suma la partida.....			11,06
		Costes indirectos.....		6,00%	0,66
		TOTAL PARTIDA.....			11,72

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con SETENTA Y DOS CÉNTIMOS

00202	m³	TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.			
M05EN030	0,040 h.	Excav.hidráulica neumáticos 100 CV	42,00	1,68	
M07CB030	0,190 h.	Camión basculante 6x4 20 t.	38,50	7,32	
M07N060II	1,000 m ³	Canon de vertido de tierras de excavación a vertedero	0,51	0,51	
		Suma la partida.....			9,51
		Costes indirectos.....		6,00%	0,57
		TOTAL PARTIDA.....			10,08

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DIEZ EUROS con OCHO CÉNTIMOS

00203	m³	HORM.LIMPIEZA HL-150/B/20 VERTIDO DESDE CAMIÓN Hormigón de limpieza HL-150/B/20 elaborado en central para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales y colocación. Según EHE-80, NTE-CSZ,EHE y CTE-SE-C.			
O01OA070	0,600 h.	Peón ordinario	16,94	10,16	
P01HM010	1,150 m ³	Hormigón HL-150 (HL-150/B/20) central	64,22	73,85	
		Suma la partida.....			84,01
		Costes indirectos.....		6,00%	5,04
		TOTAL PARTIDA.....			89,05

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHENTA Y NUEVE EUROS con CINCO CÉNTIMOS

00204	kg	ACERO CORRUGADO B 500 SD Acero corrugado B 500 SD, incluso p.p. de despuntes, alambre de atar y separadores, terminado. Suministro según UNE-EN 10080. Montaje según EHE-08.			
O01OB030	0,002 h.	Oficial 1ª ferralla	18,10	0,04	
O01OB040	0,003 h.	Ayudante ferralla	16,94	0,05	
M02GE010	0,001 h.	Grúa telescópica autoprop. 20 t.	49,75	0,05	
P03ACC090	1,000 kg	Acero corrugado B 500 SD pref.	0,82	0,82	
P03AAA020	0,004 kg	Alambre atar 1,30 mm.	1,10	0,00	
		Suma la partida.....			0,96
		Costes indirectos.....		6,00%	0,06
		TOTAL PARTIDA.....			1,02

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con DOS CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
00205	m3	HORMIGÓN HA-25 EN CIMIENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, regleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08. Ejecución según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural cimientos y NTE-C SL. Cimentaciones superficiales.			
O010A030	0,060 h.	Oficial primera	18,10	1,09	
O010A070	0,351 h.	Peón ordinario	16,94	5,95	
M11HV040	0,125 h.	Aguja neumática s/compresor D=80mm.	1,02	0,13	
M06CM030	0,125 h.	Compre.port.diesel m.p. 5 m3/min 7 bar	3,91	0,49	
P01HA010	1,100 m3	Hormigón HA-25/P/20/IIa central	76,88	84,57	
M07W110	20,690 m3	km transporte hormigón	0,29	6,00	
Suma la partida.....					98,23
Costes indirectos.....					6,00%
TOTAL PARTIDA					104,12

Ascende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO CUATRO EUROS con DOCE CÉNTIMOS

00206	kg	MORTERO FLUIDO DE RETRACCIÓN COMPENSADA ALTA RESISTENCIA Mortero fluido de elevada resistencia mecánica, elevado módulo de elasticidad y retracción compensada, con una resistencia a compresión mayor o igual a 75N/mm2 y módulo de elasticidad mayor o igual a 27000N/mm2, clase R4 según UNE-EN 1504-3 de consistencia fluida y EHE-80.			
O010A030	0,025 h.	Oficial primera	18,10	0,45	
M0106	0,025 h	Peón ordinario	15,54	0,39	
P08CT266II	1,050 kg	Mortero fluido de retracción compensada y fcd>=75N/mm2 a 28 días	0,68	0,71	
Suma la partida.....					1,55
Costes indirectos.....					6,00%
TOTAL PARTIDA					1,64

Ascende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con SESENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

PFC: Ingeniería Industrial - Cálculo estructura nave industrial: Taller de calderería

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 3 : SANEAMIENTO					
00301	m.	BAJANTE PVC PLUVIALES 90 mm. Bajante de PVC de pluviales, UNE-EN-1453, de 90 mm. de diámetro, con sistema de unión por junta elástica, colocada con abrazaderas metálicas, instalada, incluso con p.p. de piezas especiales de PVC, funcionando. Según CTE-HS-5.			
O01OB170	0,150 h.	Oficial 1º fontanero calefactor	18,24	2,74	
P17VF020	1,100 m.	Tubo PVC ev ac. pluv. j. elást. 90 mm.	2,80	3,08	
P17VP050	0,300 ud	Codo M-H 87º PVC ev ac. j. peg. 90 mm.	3,03	0,91	
P17JP060	0,750 ud	Collarín bajante PVC c/cierre D90mm.	1,65	1,24	
		Suma la partida.....			7,97
		Costes indirectos.....		6,00%	0,48
		TOTAL PARTIDA.....			8,45

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHO EUROS con CUARENTA Y CINCO CÉNTIMOS

00302	ud	ARQUETA LADRI.PIE/BAJANTE 60x60x50cm Arqueta a pie de bajante registrable, de 60x60x50 cm. de medidas interiores, construida con fábrica de ladrillo macizo tosco de 1/2 pie de espesor, recibido con mortero de cemento M-5, colocado sobre solera de hormigón en masa HM-20/P/40/l de 10 cm. de espesor, enfoscada y bruñida por el interior con mortero de cemento M-15 redondeando ángulos, con codo de PVC de 45º, para evitar el golpe de bajada en la solera, con tapa y marco de hormigón armado prefabricada, terminada y con p.p. de medios auxiliares, sin incluir la excavación, ni el relleno perimetral posterior, s/ CTE-HS-5.			
O01OA030	5,250 h.	Oficial primera	18,10	95,03	
O01OA060	2,750 h.	Peón especializado	15,47	42,54	
P01HM020	0,730 m3	Hormigón HM-20/P/40/l central	83,11	60,67	
P01LT020	1,442 mud	Ladrillo perforado tosco 24x11,5x7 cm.	104,17	150,21	
P01MC040	0,080 m3	Mortero cem. gris II/B-M 32,5 M-5/CEM	65,85	5,27	
P02CVC010	1,000 ud	Codo M-H PVC j. elást. 45º D=160mm	16,11	16,11	
P02EAT020C60	1,000 ud	Tapa cuadrada HA e=6cm 60x60cm	21,28	21,28	
		Suma la partida.....			391,11
		Costes indirectos.....		6,00%	23,47
		TOTAL PARTIDA.....			414,58

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATROCIENTOS CATORCE EUROS con CINCUENTA Y OCHO CÉNTIMOS

00303	m3	EXCAV. ZANJA TERRENO NATURAL Excavación en zanja, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo.			
O01OA020	0,025 h.	Capataz	17,63	0,44	
O01OA070	0,050 h.	Peón ordinario	16,94	0,85	
M05EC020	0,030 h.	Excavadora hidráulica cadenas 135 CV	63,00	1,89	
M07CB020	0,040 h.	Camión basculante 4x4 14 t.	40,12	1,60	
		Suma la partida.....			4,78
		Costes indirectos.....		6,00%	0,29
		TOTAL PARTIDA.....			5,07

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCO EUROS con SIETE CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
00304	m	TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 90mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 90 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.			
O010A030	0,175 h.	Oficial primera	18,10	3,17	
O010A060	0,175 h.	Peón especializado	15,47	2,71	
P01AA020	0,250 m3	Arena de río 0/6 mm.	16,80	4,20	
P02CVW010	0,035 kg	Lubricante tubos PVC j.elástica	5,74	0,20	
IAP02TVC003D	1,000 m.	Tub.PVC corrug.doble j.elást SN4 D=90mm	1,61	1,61	
IAP02CBM090D	0,200 ud	Mang.unión PVC corrug-corrug D=90mm	4,49	0,90	
Suma la partida.....					12,79
Costes indirectos.....					6,00%
TOTAL PARTIDA					13,56

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRECE EUROS con CINCUENTA Y SEIS CÉNTIMOS

00305	m	TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 110mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 110 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.			
O010A030	0,175 h.	Oficial primera	18,10	3,17	
O010A060	0,175 h.	Peón especializado	15,47	2,71	
P01AA020	0,250 m3	Arena de río 0/6 mm.	16,80	4,20	
P02CVW010	0,035 kg	Lubricante tubos PVC j.elástica	5,74	0,20	
IIP02TVC003D1	1,000 m.	Tub.PVC corrug.doble j.elást SN4 D=110mm	1,90	1,90	
IIP02CBM090D1	0,200 ud	Mang.unión PVC corrug-corrug D=110mm	5,25	1,05	
Suma la partida.....					13,23
Costes indirectos.....					6,00%
TOTAL PARTIDA					14,02

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CATORCE EUROS con DOS CÉNTIMOS

00306	m.	TUBO PVC CORR. J.ELÁS.SN4 C.GRIS 125mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 125 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.			
O010A030	0,175 h.	Oficial primera	18,10	3,17	
O010A060	0,175 h.	Peón especializado	15,47	2,71	
P01AA020	0,250 m3	Arena de río 0/6 mm.	16,80	4,20	
P02CBM090D125	0,200 ud	Mang.unión PVC corrug-corrug D=125mm	5,61	1,12	
P02CVW010	0,035 kg	Lubricante tubos PVC j.elástica	5,74	0,20	
P02TVC003D125	1,000 m.	Tub.PVC corrug.doble j.elást SN4 D=125mm	2,03	2,03	
Suma la partida.....					13,43
Costes indirectos.....					6,00%
TOTAL PARTIDA					14,24

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CATORCE EUROS con VEINTICUATRO CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
00307	m³	RELLENO Y COMPACTADO ZANJAS TERRENO NATURAL			
O010A070	0,720 h.	Peón ordinario	16,94	12,20	
M08RL010	0,100 h.	Rodillo vibrante manual tandem 800 kg.	5,84	0,58	
M05EC020	0,020 h.	Excavadora hidráulica cadenas 135 CV	63,00	1,26	
				Suma la partida.....	14,04
				Costes indirectos.....	6,00%
				TOTAL PARTIDA	14,88

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CATORCE EUROS con OCHENTA Y OCHO CÉNTIMOS

00308	ud	ACOMETIDA RED GRAL.SANEAMIENTO			
Acometida domiciliaria de saneamiento a la red general municipal, hasta una distancia máxima de 8 m., formada por: rotura del pavimento con compresor, excavación manual de zanjas de saneamiento en terrenos de consistencia dura, colocación de tubería de hormigón en masa de enchufe de campana, con junta de goma de 30 cm. de diámetro interior, tapado posterior de la acometida y reposición del pavimento con hormigón en masa HM-20/P/40/I, sin incluir formación del pozo en el punto de acometida y con p.p. de medios auxiliares.					
O010A040	1,000 h.	Oficial segunda	16,62	16,62	
O010A060	2,000 h.	Peón especializado	15,47	30,94	
M06CM010	1,200 h.	Compre.port.diesel m.p. 2 m3/min 7 bar	2,26	2,71	
M06MI010	1,200 h.	Martillo manual picador neumático 9 kg	3,01	3,61	
E02ES020	7,200 m3	EXC.ZANJA SANEAM. T.DURO A MANO	61,65	443,88	
P02THE150	8,000 m.	Tub.HM j.elástica 60kN/m2 D=300mm	11,08	88,64	
P01HM020	0,580 m3	Hormigón HM-20/P/40/I central	83,11	48,20	
				Suma la partida.....	634,60
				Costes indirectos.....	6,00%
				TOTAL PARTIDA	672,68

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SEISCIENTOS SETENTA Y DOS EUROS con SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 4 : ESTRUCTURA					
00401	kg	ACERO S275 EN ESTRUCTURA ATORNILLADA RF30 Estructura metálica en acero S-275 JR a partir de perfiles laminados en caliente con uniones atornilladas. Suministro según UNE-EN 10025. Fabricación y ejecución según: UNE-EN 1090-2 y CTE.DB-SE-A.			
O01OB130	0,010 h.	Oficial 1º cerrajero	18,10	0,18	
O01OB140	0,010 h.	Ayudante cerrajero	16,94	0,17	
P03ALP010	1,050 kg	Acero laminado S 275JR	1,28	1,34	
P25OU080	0,010 l.	Minio electrolítico RF30	11,39	0,11	
M07CG020X	0,004 h.	Camión con grúa 30 t.	49,35	0,20	
P01DW090	0,015 ud	Pequeño material	1,25	0,02	
M02PA010	0,010 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,06	
P01DW090IIB	1,000 ud	Elementos de tornillería	0,01	0,01	
Suma la partida.....					2,09
Costes indirectos.....					6,00%
TOTAL PARTIDA.....					2,22

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS EUROS con VEINTIDOS CÉNTIMOS

00402	m.	CORREA GALVANIZADA CONFORMADA EN FRIO S-275 JR Acero S-275 JR galvanizado en correas conformadas en frío tipo L, U, C o Z, i/p.p. de despuntes y piezas especiales, uniones atornilladas colocada y montada. Fabricación y montaje según UNE-EN 1090-2 y CTE.DB-SE-A.			
O01OB130	0,010 h.	Oficial 1º cerrajero	18,10	0,18	
O01OB140	0,010 h.	Ayudante cerrajero	16,94	0,17	
BBBBB98	1,000 m	Correa galvanizada conformada en frío S-275 JR	1,63	1,63	
M07CG020X	0,004 h.	Camión con grúa 30 t.	49,35	0,20	
P01DW090	0,015 ud	Pequeño material	1,25	0,02	
M02PA010	0,010 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,06	
P01DW090IIB	1,000 ud	Elementos de tornillería	0,01	0,01	
Suma la partida.....					2,27
Costes indirectos.....					6,00%
TOTAL PARTIDA.....					2,41

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS

PFC: Ingeniería Industrial - Cálculo estructura nave industrial: Taller de calderería

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 5 : CUBIERTA Y CERRAMIENTOS					
00501	m2	ENCOFRADO VISTO ALZADO MUROS H.A. 2 CARAS Encofrado a dos caras visto en alzados de muros de hormigón armado, incluso clavazón y desencofrado, totalmente terminado. Ejecución según EHE-08.			
O01OB010	0,475 h.	Oficial 1º encofrador	18,10	8,60	
O01OB020	0,475 h.	Ayudante encofrador	16,94	8,05	
M13EM020	2,000 m2	Tablero encofrar 26 mm. 4 p.	5,82	11,64	
P01EB010	0,030 m3	Tablón pino 2,50/5,50x205x76	180,89	5,43	
P01DC010	0,400 l.	Desencofrante p/encofrado metálico	1,71	0,68	
P01UC030	0,020 kg	Puntas 20x100	7,30	0,15	
		Suma la partida.....			34,55
		Costes indirectos.....		6,00%	2,07
		TOTAL PARTIDA.....			36,62

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TREINTA Y SEIS EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS

00502	kg	ACERO CORRUGADO B 500 SD Acero corrugado B 500 SD, cortado, doblado, armado y colocado en obra, incluso p.p. de despuntes. Suministro según UNE-EN 10080. Ejecución según EHE-08 y CTE-SE-C. Cimientos.			
O01OB030	0,014 h.	Oficial 1º ferralla	18,10	0,25	
O01OB040	0,014 h.	Ayudante ferralla	16,94	0,24	
P03ACC080	1,100 kg	Acero corrugado B 500 SD	0,70	0,77	
P03AAA020	0,006 kg	Alambre atar 1,30 mm.	1,10	0,01	
		Suma la partida.....			1,27
		Costes indirectos.....		6,00%	0,08
		TOTAL PARTIDA.....			1,35

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS

00503	m³	HORMIGÓN HA-25 EN CIMENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, regleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08 y CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural Cimientos.			
O01OA030	0,060 h.	Oficial primera	18,10	1,09	
O01OA070	0,351 h.	Peón ordinario	16,94	5,95	
M11HV040	0,125 h.	Aguja neumática s/compresor D=80mm.	1,02	0,13	
M06CM030	0,125 h.	Compre.port.diesel m.p. 5 m3/min 7 bar	3,91	0,49	
P01HA010	1,100 m3	Hormigón HA-25/P/20/IIa central	76,88	84,57	
M07W110	20,690 m3	km transporte hormigón	0,29	6,00	
		Suma la partida.....			98,23
		Costes indirectos.....		6,00%	5,89
		TOTAL PARTIDA.....			104,12

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO CUATRO EUROS con DOCE CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
00504	m2	PERFIL GRECADO PLELACADO CUB/FACH ALT 30MM Y 0,6MM ESP Fachada y/o cubierta de chapa perfilada de acero prelacado, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.			
O01OA030	0,100 h.	Oficial primera	18,10	1,81	
O01OA050	0,100 h.	Ayudante	16,94	1,69	
P05CW010	1,240 ud	Tornillería y pequeño material	1,12	1,39	
P05WTA100AIIA	1,075 m	Remate chapa plegada desarrollo 660mm prelacada 0,6mm	7,28	7,83	
M02PA010	0,100 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,60	
		Suma la partida.....			13,32
		Costes indirectos.....		6,00%	0,80
		TOTAL PARTIDA.....			14,12

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CATORCE EUROS con DOCE CÉNTIMOS

00505	m2	PERFIL GRECADO POLIESTER TRANSLÚCIDO CUBIERTA ALTURA 30MM Cubierta de perfil grecado de poliester translúcido, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.			
O01OA030	0,100 h.	Oficial primera	18,10	1,81	
O01OA050	0,100 h.	Ayudante	16,94	1,69	
P05CW010	1,240 ud	Tornillería y pequeño material	1,12	1,39	
P05WTA100AIIA	1,075 m	Remate chapa plegada desarrollo 660mm prelacada 0,6mm	7,28	7,83	
M02PA010	0,100 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,60	
		Suma la partida.....			13,32
		Costes indirectos.....		6,00%	0,80
		TOTAL PARTIDA.....			14,12

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CATORCE EUROS con DOCE CÉNTIMOS

00506	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 660x0,6m m Remate prelacado y troquelado de cumbrera para cubierta de perfil grecado desarrollo de 660mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.			
O01OA030	0,100 h.	Oficial primera	18,10	1,81	
O01OA050	0,100 h.	Ayudante	16,94	1,69	
P05CW010	1,000 ud	Tornillería y pequeño material	1,12	1,12	
P05WTA100AIIA	1,050 m	Remate chapa plegada desarrollo 660mm prelacada 0,6mm	7,28	7,64	
M02PA010	0,100 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,60	
		Suma la partida.....			12,86
		Costes indirectos.....		6,00%	0,77
		TOTAL PARTIDA.....			13,63

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRECE EUROS con SESENTA Y TRES CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
00507	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 360x0,6mm Remate prelacado de coronación para cubierta y fachada de perfil grecado desarrollo de 360mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.			
O01OA030	0,100 h.	Oficial primera	18,10	1,81	
O01OA050	0,100 h.	Ayudante	16,94	1,69	
P05CW010	1,000 ud	Tornillería y pequeño material	1,12	1,12	
M02PA010	0,100 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,60	
P05WTA100AIB	1,050 m	Remate chapa plegada desarrollo 360mm prelacada 0,6mm	5,28	5,54	
		Suma la partida.....			10,76
		Costes indirectos.....		6,00%	0,65
		TOTAL PARTIDA.....			11,41

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS

00508	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 236x0,6mm Remate prelacado de vierte aguas para fachada de perfil grecado y muro de hormigón armado desarrollo de 236mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.			
O01OA030	0,100 h.	Oficial primera	18,10	1,81	
O01OA050	0,100 h.	Ayudante	16,94	1,69	
P05CW010	1,000 ud	Tornillería y pequeño material	1,12	1,12	
M02PA010	0,100 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,60	
P05WTA100AIC	1,050 m	Remate chapa plegada desarrollo 236mm prelacada 0,6mm	3,73	3,92	
		Suma la partida.....			9,14
		Costes indirectos.....		6,00%	0,55
		TOTAL PARTIDA.....			9,69

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de NUEVE EUROS con SESENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

00509	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 575x0,6mm Remate prelacado para jácena para fachada de perfil grecado desarrollo de 575mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.			
O01OA030	0,100 h.	Oficial primera	18,10	1,81	
O01OA050	0,100 h.	Ayudante	16,94	1,69	
P05CW010	1,000 ud	Tornillería y pequeño material	1,12	1,12	
M02PA010	0,100 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,60	
P05WTA100AID	1,050 m	Remate chapa plegada desarrollo 575mm prelacada 0,6mm	6,37	6,69	
		Suma la partida.....			11,91
		Costes indirectos.....		6,00%	0,71
		TOTAL PARTIDA.....			12,62

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOCE EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
00510	m	CANAL CHAPA PLEGADA DESARROLLO 800mm GALVANIZADA 2mm Canalón interior chapa de acero galvanizada plegada de desarrollo 800mm y 2mm de espesor, con aperturas para bajantes, sellado correctamente en uniones de canal i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.			
O01OA030	0,150 h.	Oficial primera	18,10	2,72	
O01OA050	0,150 h.	Ayudante	16,94	2,54	
P05CW010	1,000 ud	Tornillería y pequeño material	1,12	1,12	
M02PA010	0,150 h.	P.elev .tel.art.12m Q=200kg peso=4950kg	6,00	0,90	
P05WTA100AIE	1,050 m	Canal chapa plegada desarrollo 800mm galvanizada 2mm	16,49	17,31	
		Suma la partida.....			24,59
		Costes indirectos.....		6,00%	1,48
		TOTAL PARTIDA.....			26,07

Asciede el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTISEIS EUROS con SIETE CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 6 : PAVIMENTOS					
00601	m³	ENCACHADO EN BASE DE SOLERA			
		Encachado de piedra 20/40 incluyendo selección, carga, transporte extendido y compactación.			
O01OA030	0,600 h.	Oficial primera	18,10	10,86	
M0106	1,200 h	Peón ordinario	15,54	18,65	
Q1006	0,100 h	Retroexcavadora hidráulica sobre cadenas 15-30 t	62,76	6,28	
Q1019	0,100 h	Camión con caja basculante 6 x 4 10 m3	58,60	5,86	
B0004	1,100 t	Arido 20/40 mm	18,25	20,08	
%MedAux1	1,000 %	Medios Auxiliares 1%	61,70	0,62	
		Suma la partida.....			62,35
		Costes indirectos.....		6,00%	3,74
		TOTAL PARTIDA.....			66,09

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SESENTA Y SEIS EUROS con NUEVE CÉNTIMOS

00602	m²	SOLERA HORMIGÓN HA-25/B/20/IIa 20cm MALLA D10/20X20 FRATASADO Y			
		Pavimento de hormigón HA-35/B/20/IIa, en espesor de 20cm.con armaduras superior e inferior D10/20x20 B-500, incluso extendido, fratasado, encofrado de borde, regleado, vibrado, curado con producto filmógeno, estriado o ranurado y p.p. de juntas. Según EHE-08.			
O01OA030	0,400 h.	Oficial primera	18,10	7,24	
O01OA070	0,400 h.	Peón ordinario	16,94	6,78	
P01HD600IIA	0,200 m3	Hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en planta	90,21	18,04	
P01HD600IIB	14,200 kg	Mallazo B-500 T D10/20x20cm	0,82	11,64	
M08NM010IIA	0,084 h	Regla vibrante hormigón 3m	4,66	0,39	
M08NM010IIB	0,552 h	Fratasadora mecánica de hormigón	5,06	2,79	
M08NM010IIC	0,182 h	Equipo corte juntas en soleras de hormigón	9,48	1,73	
M08NM010IID	0,006 h	Camión bomba hormigón	169,73	1,02	
		Suma la partida.....			49,63
		Costes indirectos.....		6,00%	2,98
		TOTAL PARTIDA.....			52,61

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCUENTA Y DOS EUROS con SESENTA Y UN CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 7 : CERRAJERÍA					
00701	u	PUERTA CORREDERA GUÍA SUP. RETRACTIL 8,78x5,86m PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 8,78m (anchura) y 5,86m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior (retractil) e inferior (fija). Apertura y cierre automáticos. Totalmente instalada y conectada.			
			Sin descomposición		6.251,00
			Costes indirectos.....	6,00%	375,06
			TOTAL PARTIDA.....		6.626,06
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SEIS MIL SEISCIENTOS VEINTISEIS EUROS con SEIS CÉNTIMOS					
00702	u	PUERTA CORREDERA 9,78x6,12m Y PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 9,78m (anchura) y 6,16m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior e inferior fijas. Incluye partes proporcionales de elementos de sujeción y rematería de la misma. Apertura y cierre manuales. Totalmente instalada.			
			Sin descomposición		4.358,00
			Costes indirectos.....	6,00%	261,48
			TOTAL PARTIDA.....		4.619,48
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATRO MIL SEISCIENTOS DIECINUEVE EUROS con CUARENTA Y OCHO CÉNTIMOS					

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 8 : PUENTE GRÚA					
00801	u	PUENTE GRÚA BIRRAIL 8TN LUZ 18M TOTALMENTE INSTALADO			
			Sin descomposición		18.347,00
			Costes indirectos.....	6,00%	1.100,82
			TOTAL PARTIDA		19.447,82

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DIECINUEVE MIL CUATROCIENTOS CUARENTA Y SIETE EUROS con OCHENTA Y DOS CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 9 : SEGURIDAD Y SALUD					
00901		SEGURIDAD Y SALUD			
		Seguridad y salud			
			Sin descomposición		6.543,06
			Costes indirectos.....	6,00%	392,58
			TOTAL PARTIDA		6.935,64

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SEIS MIL NOVECIENTOS TREINTA Y CINCO EUROS con SESENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

Presupuesto

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 10 : PROYECTO					
01001		REDACCION, DELINEACION Y VISADO PROYECTO			
		Redacción, delineación y visado del proyecto			
			Sin descomposición		6.496,64
			Costes indirectos.....	6,00%	389,80
			TOTAL PARTIDA		6.886,44

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SEIS MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y SEIS EUROS con CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

Presupuesto


PRECIOS DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 11 : DIRECCIÓN DE OBRA					
01101		DIRECCIÓN DE OBRA			
			Sin descomposición		6.496,64
			Costes indirectos.....	6,00%	389,80
			TOTAL PARTIDA		6.886,44

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SEIS MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y SEIS EUROS con CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso.

CUADRO DE PRECIOS N° 1

Cuadro de precios 1

Índice

<u>1</u>	<u>Actuaciones previas</u>	<u>1</u>
<u>2</u>	<u>Cimentación</u>	<u>2</u>
<u>3</u>	<u>Saneamiento</u>	<u>3</u>
<u>4</u>	<u>Estructura.....</u>	<u>5</u>
<u>5</u>	<u>Cubierta y cerramientos</u>	<u>6</u>
<u>6</u>	<u>Pavimentos</u>	<u>8</u>
<u>7</u>	<u>Cerrajería</u>	<u>9</u>
<u>8</u>	<u>Puente grúa.....</u>	<u>10</u>
<u>9</u>	<u>Seguridad y salud</u>	<u>11</u>
<u>10</u>	<u>Proyecto.....</u>	<u>12</u>
<u>11</u>	<u>Dirección de obra</u>	<u>13</u>

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 1 : ACTUACIONES PREVIAS			
00101	ud	ESTUDIO GEOTECNICO Estudio Geotécnico	3.125,15
			TRES MIL CIENTO VEINTICINCO EUROS con QUINCE CÉNTIMOS
00102	m2	DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO CON MEDIOS MECÁNICOS, I/CARGA DE Desbroce y limpieza del terreno con medios mecánicos, i/carga de residuos sin transporte. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	0,75
			CERO EUROS con SETENTA Y CINCO CÉNTIMOS
00103	m2	RASANTEO CORONACIÓN EXPLANADA Rasanteo y refino, de la superficie de coronación de explanada de desmonte y terraplén, en terreno sin clasificar, así como aporte del material necesario y retirada del sobrante a vertedero o lugar de empleo, extendido, humectación y compactación. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	0,49
			CERO EUROS con CUARENTA Y NUEVE CÉNTIMOS
00104	m3	TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.	10,08
			DIEZ EUROS con OCHO CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 2 : CIMENTACIÓN			
00201	m3	EXC.POZOS A MÁQUINA T.FLOJOS Excavación en pozos en terrenos flojos, por medios mecánicos, con extracción de tierras a los bordes, sin carga ni transporte al vertedero, y con p.p. de medios auxiliares. Según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural-Cimientos.	11,72
		ONCE EUROS con SETENTA Y DOS CÉNTIMOS	
00202	m³	TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.	10,08
		DIEZ EUROS con OCHO CÉNTIMOS	
00203	m3	HORM.LIMPIEZA HL-150/B/20 VERTIDO DESDE CAMIÓN Hormigón de limpieza HL-150/B/20 elaborado en central para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales y colocación. Según EHE-80, NTE-CSZEHE y CTE-SE-C.	89,05
		OCHENTA Y NUEVE EUROS con CINCO CÉNTIMOS	
00204	kg	ACERO CORRUGADO B 500 SD Acero corrugado B 500 SD, incluso p.p. de despuntes, alambre de atar y separadores, terminado. Suministro según UNE-EN 10080. Montaje según EHE-08.	1,02
		UN EUROS con DOS CÉNTIMOS	
00205	m3	HORMIGÓN HA-25 EN CIMENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, regleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08. Ejecución según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural cimientos y NTE-C SL. Cimentaciones superficiales.	104,12
		CIENTO CUATRO EUROS con DOCE CÉNTIMOS	
00206	kg	MORTERO FLUIDO DE RETRACCIÓN COMPENSADA ALTA RESISTENCIA Mortero fluido de elevada resistencia mecánica, elevado módulo de elasticidad y retracción compensada, con una resistencia a compresión mayor o igual a 75N/mm2 y módulo de elasticidad mayor o igual a 27000N/mm2, clase R4 según UNE-EN 1504-3 de consistencia fluida y EHE-80.	1,64
		UN EUROS con SESENTA Y CUATRO CÉNTIMOS	

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 3 : SANEAMIENTO			
00301	m.	BAJANTE PVC PLUVIALES 90 mm. Bajante de PVC de pluviales, UNE-EN-1453, de 90 mm. de diámetro, con sistema de unión por junta elástica, colocada con abrazaderas metálicas, instalada, incluso con p.p. de piezas especiales de PVC, funcionando. Según CTE-HS-5.	8,45
		OCHO EUROS con CUARENTA Y CINCO CÉNTIMOS	
00302	ud	ARQUETA LADRI.PIE/BAJANTE 60x60x50cm Arqueta a pie de bajante registrable, de 60x60x50 cm. de medidas interiores, construida con fábrica de ladrillo macizo tosco de 1/2 pie de espesor, recibido con mortero de cemento M-5, colocado sobre solera de hormigón en masa HM-20/P/40/1 de 10 cm. de espesor, enfoscada y bruñida por el interior con mortero de cemento M-15 redondeando ángulos, con codo de PVC de 45°, para evitar el golpe de bajada en la solera, con tapa y marco de hormigón armado prefabricada, terminada y con p.p. de medios auxiliares, sin incluir la excavación, ni el relleno perimetral posterior, s/ CTE-HS-5.	414,58
		CUATROCIENTOS CATORCE EUROS con CINCUENTA Y OCHO CÉNTIMOS	
00303	m3	EXCAV. ZANJA TERRENO NATURAL Excavación en zanja, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo.	5,07
		CINCO EUROS con SIETE CÉNTIMOS	
00304	m	TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 90mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 90 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	13,56
		TRECE EUROS con CINCUENTA Y SEIS CÉNTIMOS	
00305	m	TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 110mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 110 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	14,02
		CATORCE EUROS con DOS CÉNTIMOS	
00306	m.	TUBO PVC CORR. J.ELÁS.SN4 C.GRIS 125mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 125 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	14,24
		CATORCE EUROS con VEINTICUATRO CÉNTIMOS	
00307	m³	RELLENO Y COMPACTADO ZANJAS TERRENO NATURAL	14,88
		CATORCE EUROS con OCHENTA Y OCHO CÉNTIMOS	

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
00308	ud	ACOMETIDA RED GRAL.SANEAMIENTO Acometida domiciliar de saneamiento a la red general municipal, hasta una distancia máxima de 8 m., formada por: rotura del pavimento con compresor, excavación manual de zanjas de saneamiento en terrenos de consistencia dura, colocación de tubería de hormigón en masa de enchufe de campana, con junta de goma de 30 cm. de diámetro interior, tapado posterior de la acometida y reposición del pavimento con hormigón en masa HM-20/P/40/I, sin incluir formación del pozo en el punto de acometida y con p.p. de medios auxiliares.	672,68

SEISCIENTOS SETENTA Y DOS EUROS con SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 4 : ESTRUCTURA			
00401	kg	ACERO S275 EN ESTRUCTURA ATORNILLADA RF30 Estructura metálica en acero S-275 JR a partir de perfiles laminados en caliente con uniones atornilladas. Suministro según UNE-EN 10025. Fabricación y ejecución según: UNE-EN 1090-2 y CTE.DB-SE-A.	2,22
		DOS EUROS con VEINTIDOS CÉNTIMOS	
00402	m.	CORREA GALVANIZADA CONFORMADA EN FRIO S-275 JR Acero S-275 JR galvanizado en correas conformadas en frío tipo L, U, C o Z, i/p.p. de despuntes y piezas especiales, uniones atornilladas colocada y montada. Fabricación y montaje según UNE-EN 1090-2 y CTE-DB-SE-A.	2,41
		DOS EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS	

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 5 : CUBIERTA Y CERRAMIENTOS			
00501	m2	ENCOFRADO VISTO ALZADO MUROS H.A. 2 CARAS Encofrado a dos caras visto en alzados de muros de hormigón armado, incluso clavazón y desencofrado, totalmente terminado. Ejecución según EHE-08.	36,62
			TREINTA Y SEIS EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS
00502	kg	ACERO CORRUGADO B 500 SD Acero corrugado B 500 SD, cortado, doblado, armado y colocado en obra, incluso p.p. de des-puntas. Suministro según UNE-EN 10080. Ejecución según EHE-08 y CTE-SE-C. Cimientos.	1,35
			UN EUROS con TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS
00503	m³	HORMIGÓN HA-25 EN CIMIENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, regleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08 y CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural Cimientos.	104,12
			CIENTO CUATRO EUROS con DOCE CÉNTIMOS
00504	m2	PERFIL GRECADO PLELACADO CUB/FACH ALT 30MM Y 0,6MM ESP Fachada y/o cubierta de chapa perfilada de acero prelacado, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	14,12
			CATORCE EUROS con DOCE CÉNTIMOS
00505	m2	PERFIL GRECADO POLIESTER TRANSLÚCIDO CUBIERTA ALTURA 30MM Cubierta de perfil grecado de poliéster translúcido, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	14,12
			CATORCE EUROS con DOCE CÉNTIMOS
00506	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 660x0,6mm Remate prelacado y troquelado de cumbrera para cubierta de perfil grecado desarrollo de 660mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	13,63
			TRECE EUROS con SESENTA Y TRES CÉNTIMOS
00507	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 360x0,6mm Remate prelacado de coronación para cubierta y fachada de perfil grecado desarrollo de 360mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	11,41
			ONCE EUROS con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS
00508	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 236x0,6mm Remate prelacado de vierte aguas para fachada de perfil grecado y muro de hormigón armado desarrollo de 236mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	9,69
			NUEVE EUROS con SESENTA Y NUEVE CÉNTIMOS
00509	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 575x0,6mm Remate prelacado para jácena para fachada de perfil grecado desarrollo de 575mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	12,62
			DOCE EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
00510	m	CANAL CHAPA PLEGADA DESARROLLO 800mm GALVANIZADA 2mm Canalón interior chapa de acero galvanizada plegada de desarrollo 800mm y 2mm de espesor, con aperturas para bajantes, sellado correctamente en uniones de canal i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	26,07

VEINTISEIS EUROS con SIETE CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 6 : PAVIMENTOS			
00601	m ³	ENCACHADO EN BASE DE SOLERA Encachado de piedra 20/40 incluyendo selección, carga, transporte extendido y compactación.	66,09
			SESENTA Y SEIS EUROS con NUEVE CÉNTIMOS
00602	m ²	SOLERA HORMIGÓN HA-25/B/20/IIa 20cm MALLA D10/20X20 FRATASADO Y Pavimento de hormigón HA-35/B/20/IIa, en espesor de 20cm.con armaduras superior e inferior D10/20x20 B-500, incluso extendido, fratasado, encofrado de borde, regleado, vibrado, curado con producto filmógeno, estriado o ranurado y p.p. de juntas. Según EHE-08.	52,61
			CINCUENTA Y DOS EUROS con SESENTA Y UN CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 7 : CERRAJERÍA			
00701	u	PUERTA CORREDERA GUÍA SUP. RETRACTIL 8,78x5,86m PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 8,78m (anchura) y 5,86m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior (retractil) e inferior (fija). Apertura y cierre automáticos. Totalmente instalada y conectada.	6.626,06
			SEIS MIL SEISCIENTOS VEINTISEIS EUROS con SEIS CÉNTIMOS
00702	u	PUERTA CORREDERA 9,78x6,12m Y PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 9,78m (anchura) y 6,16m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior e inferior fijas. Incluye partes proporcionales de elementos de sujeción y remateria de la misma. Apertura y cierre manuales. Totalmente instalada.	4.619,48
			CUATRO MIL SEISCIENTOS DIECINUEVE EUROS con CUARENTA Y OCHO CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 8 : PUENTE GRÚA			
00801	u	PUENTE GRÚA BIRRAIL 8TN LUZ 18M TOTALMENTE INSTALADO	19.447,82
			DIECINUEVE MIL CUATROCIENTOS CUARENTA Y SIETE EUROS con OCHENTA Y DOS CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 9 : SEGURIDAD Y SALUD			
00901		SEGURIDAD Y SALUD	6.935,64
		Seguridad y salud	

SEIS MIL NOVECIENTOS TREINTA Y CINCO EUROS con
SESENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 10 : PROYECTO			
01001		REDACCION, DELINEACION Y VISADO PROYECTO	6.886,44
		Redacción, delineación y visado del proyecto	
			SEIS MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y SEIS EUROS con CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

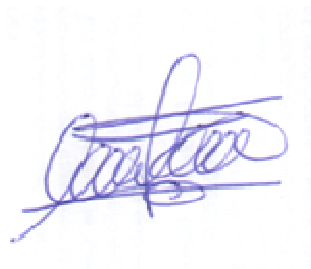
Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 1

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 11 : DIRECCIÓN DE OBRA			
01101		DIRECCIÓN DE OBRA	6.886,44
			SEIS MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y SEIS EUROS con CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso.

CUADRO DE PRECIOS N° 2

Cuadro de precios 2

Índice

<u>1</u>	<u>Actuaciones previas</u>	<u>1</u>
<u>2</u>	<u>Cimentación</u>	<u>2</u>
<u>3</u>	<u>Saneamiento</u>	<u>4</u>
<u>4</u>	<u>Estructura.....</u>	<u>6</u>
<u>5</u>	<u>Cubierta y cerramientos</u>	<u>7</u>
<u>6</u>	<u>Pavimentos</u>	<u>10</u>
<u>7</u>	<u>Cerrajería</u>	<u>11</u>
<u>8</u>	<u>Puente grúa.....</u>	<u>12</u>
<u>9</u>	<u>Seguridad y salud</u>	<u>13</u>
<u>10</u>	<u>Proyecto.....</u>	<u>14</u>
<u>11</u>	<u>Dirección de obra</u>	<u>15</u>

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 1 : ACTUACIONES PREVIAS			
00101	ud	ESTUDIO GEOTECNICO Estudio Geotécnico	
		Resto de obra y materiales.....	2.948,25
		Suma la partida.....	2.948,25
		Costes indirectos 6,00%	176,90
		TOTAL PARTIDA.....	3.125,15
00102	m2	DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO CON MEDIOS MECÁNICOS, I/CARGA DE Desbroce y limpieza del terreno con medios mecánicos, i/carga de residuos sin transporte. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	
		Mano de obra.....	0,15
		Maquinaria.....	0,56
		Suma la partida.....	0,71
		Costes indirectos 6,00%	0,04
		TOTAL PARTIDA.....	0,75
00103	m2	RASANTEO CORONACIÓN EXPLANADA Rasanteo y refino, de la superficie de coronación de explanada de desmonte y terraplén, en terreno sin clasificar, así como aporte del material necesario y retirada del sobrante a vertedero o lugar de empleo, extendido, humectación y compactación. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	
		Mano de obra.....	0,04
		Maquinaria.....	0,42
		Suma la partida.....	0,46
		Costes indirectos 6,00%	0,03
		TOTAL PARTIDA.....	0,49
00104	m3	TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.	
		Maquinaria.....	9,51
		Suma la partida.....	9,51
		Costes indirectos 6,00%	0,57
		TOTAL PARTIDA.....	10,08

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 2 : CIMENTACIÓN			
00201	m3	EXC.POZOS A MÁQUINA T.FLOJOS Ex cavación en pozos en terrenos flojos, por medios mecánicos, con extracción de tierras a los bordes, sin carga ni transporte al vertedero, y con p.p. de medios auxiliares. Según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural-Cimientos.	
		Mano de obra.....	3,39
		Maquinaria.....	7,67
		Suma la partida.....	11,06
		Costes indirectos 6,00%	0,66
		TOTAL PARTIDA.....	11,72
00202	m³	TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.	
		Maquinaria.....	9,51
		Suma la partida.....	9,51
		Costes indirectos 6,00%	0,57
		TOTAL PARTIDA.....	10,08
00203	m3	HORM.LIMPIEZA HL-150/B/20 VERTIDO DESDE CAMIÓN Hormigón de limpieza HL-150/B/20 elaborado en central para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales y colocación. Según EHE-80, NTE-CSZEHE y CTE-SE-C.	
		Mano de obra.....	10,16
		Resto de obra y materiales.....	73,85
		Suma la partida.....	84,01
		Costes indirectos 6,00%	5,04
		TOTAL PARTIDA.....	89,05
00204	kg	ACERO CORRUGADO B 500 SD Acero corrugado B 500 SD, incluso p.p. de despuntes, alambre de atar y separadores, terminado. Suministro según UNE-EN 10080. Montaje según EHE-08.	
		Mano de obra.....	0,09
		Maquinaria.....	0,05
		Resto de obra y materiales.....	0,82
		Suma la partida.....	0,96
		Costes indirectos 6,00%	0,06
		TOTAL PARTIDA.....	1,02
00205	m3	HORMIGÓN HA-25 EN CIMENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, regleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08. Ejecución según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural cimientos y NTE-C SL. Cimentaciones superficiales.	
		Mano de obra.....	7,04
		Maquinaria.....	6,62
		Resto de obra y materiales.....	84,57
		Suma la partida.....	98,23
		Costes indirectos 6,00%	5,89
		TOTAL PARTIDA.....	104,12

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
00206	kg	MORTERO FLUIDO DE RETRACCIÓN COMPENSADA ALTA RESISTENCIA Mortero fluido de elevada resistencia mecánica, elevado módulo de elasticidad y retracción compensada, con una resistencia a compresión mayor o igual a 75N/mm ² y módulo de elasticidad mayor o igual a 27000N/mm ² , clase R4 según UNE-EN 1504-3 de consistencia fluida y EHE-80.	
		Mano de obra.....	0,84
		Resto de obra y materiales.....	0,71
		Suma la partida.....	1,55
		Costes indirectos..... 6,00%	0,09
		TOTAL PARTIDA.....	1,64

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 3 : SANEAMIENTO			
00301	m.	BAJANTE PVC PLUVIALES 90 mm. Bajante de PVC de pluviales, UNE-EN-1453, de 90 mm. de diámetro, con sistema de unión por junta elástica, colocada con abrazaderas metálicas, instalada, incluso con p.p. de piezas especiales de PVC, funcionando. Según CTE-HS-5.	
		Mano de obra.....	2,74
		Resto de obra y materiales.....	5,23
		Suma la partida.....	7,97
		Costes indirectos 6,00%	0,48
		TOTAL PARTIDA.....	8,45
00302	ud	ARQUETA LADRI.PIE/BAJANTE 60x60x50cm Arqueta a pie de bajante registrable, de 60x60x50 cm. de medidas interiores, construida con fábrica de ladrillo macizo tocos de 1/2 pie de espesor, recibido con mortero de cemento M-5, colocado sobre solera de hormigón en masa HM-20/P/40/I de 10 cm. de espesor, enfoscada y bruñida por el interior con mortero de cemento M-15 redondeando ángulos, con codo de PVC de 45°, para evitar el golpe de bajada en la solera, con tapa y marco de hormigón armado prefabricada, terminada y con p.p. de medios auxiliares, sin incluir la excavación, ni el relleno perimetral posterior, s/ CTE-HS-5.	
		Mano de obra.....	137,57
		Resto de obra y materiales.....	253,54
		Suma la partida.....	391,11
		Costes indirectos 6,00%	23,47
		TOTAL PARTIDA.....	414,58
00303	m3	EXCAV. ZANJA TERRENO NATURAL Excavación en zanja, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo.	
		Mano de obra.....	1,29
		Maquinaria.....	3,49
		Suma la partida.....	4,78
		Costes indirectos 6,00%	0,29
		TOTAL PARTIDA.....	5,07
00304	m	TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 90mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m ² ; con un diámetro 90 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	
		Mano de obra.....	5,88
		Resto de obra y materiales.....	6,91
		Suma la partida.....	12,79
		Costes indirectos 6,00%	0,77
		TOTAL PARTIDA.....	13,56

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
00305	m	TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 110mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m ² ; con un diámetro 110 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	
		Mano de obra.....	5,88
		Resto de obra y materiales.....	7,35
		Suma la partida.....	13,23
		Costes indirectos 6,00%	0,79
		TOTAL PARTIDA.....	14,02
00306	m.	TUBO PVC CORR. J.ELÁS.SN4 C.GRIS 125mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m ² ; con un diámetro 125 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	
		Mano de obra.....	5,88
		Resto de obra y materiales.....	7,55
		Suma la partida.....	13,43
		Costes indirectos 6,00%	0,81
		TOTAL PARTIDA.....	14,24
00307	m ³	RELLENO Y COMPACTADO ZANJAS TERRENO NATURAL	
		Mano de obra.....	12,20
		Maquinaria.....	1,84
		Suma la partida.....	14,04
		Costes indirectos 6,00%	0,84
		TOTAL PARTIDA.....	14,88
00308	ud	ACOMETIDA RED GRAL.SANEAMIENTO Acometida domiciliaria de saneamiento a la red general municipal, hasta una distancia máxima de 8 m., formada por: rotura del pavimento con compresor, excavación manual de zanjas de saneamiento en terrenos de consistencia dura, colocación de tubería de hormigón en masa de enchufe de campana, con junta de goma de 30 cm. de diámetro interior, tapado posterior de la acometida y reposición del pavimento con hormigón en masa HM-20/P/40/I, sin incluir formación del pozo en el punto de acometida y con p.p. de medios auxiliares.	
		Mano de obra.....	474,45
		Maquinaria.....	23,31
		Resto de obra y materiales.....	136,84
		Suma la partida.....	634,60
		Costes indirectos 6,00%	38,08
		TOTAL PARTIDA.....	672,68

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 4 : ESTRUCTURA			
00401	kg	ACERO S275 EN ESTRUCTURA ATORNILLADA RF30 Estructura metálica en acero S-275 JR a partir de perfiles laminados en caliente con uniones atornilladas. Suministro según UNE-EN 10025. Fabricación y ejecución según: UNE-EN 1090-2 y CTE.DB-SE-A.	
		Mano de obra.....	0,35
		Maquinaria.....	0,26
		Resto de obra y materiales.....	1,48
		Suma la partida.....	2,09
		Costes indirectos 6,00%	0,13
		TOTAL PARTIDA.....	2,22
00402	m.	CORREA GALVANIZADA CONFORMADA EN FRIO S-275 JR Acero S-275 JR galvanizado en correas conformadas en frío tipo L, U, C o Z, i/p.p. de despuntes y piezas especiales, uniones atornilladas colocada y montada. Fabricación y montaje según UNE-EN 1090-2 y CTE.DB-SE-A.	
		Mano de obra.....	0,35
		Maquinaria.....	0,26
		Resto de obra y materiales.....	1,66
		Suma la partida.....	2,27
		Costes indirectos 6,00%	0,14
		TOTAL PARTIDA.....	2,41

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 5 : CUBIERTA Y CERRAMIENTOS			
00501	m2	ENCOFRADO VISTO ALZADO MUROS H.A. 2 CARAS Encofrado a dos caras visto en alzados de muros de hormigón armado, incluso clavazón y desencofrado, totalmente terminado. Ejecución según EHE-08.	
		Mano de obra.....	16,65
		Maquinaria.....	11,64
		Resto de obra y materiales.....	6,26
		Suma la partida.....	34,55
		Costes indirectos 6,00%	2,07
		TOTAL PARTIDA.....	36,62
00502	kg	ACERO CORRUGADO B 500 SD Acero corrugado B 500 SD, cortado, doblado, armado y colocado en obra, incluso p.p. de des-puntes. Suministro según UNE-EN 10080. Ejecución según EHE-08 y CTE-SE-C. Cimientos.	
		Mano de obra.....	0,49
		Resto de obra y materiales.....	0,78
		Suma la partida.....	1,27
		Costes indirectos 6,00%	0,08
		TOTAL PARTIDA.....	1,35
00503	m³	HORMIGÓN HA-25 EN CIMIENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, regleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08 y CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural Cimientos.	
		Mano de obra.....	7,04
		Maquinaria.....	6,62
		Resto de obra y materiales.....	84,57
		Suma la partida.....	98,23
		Costes indirectos 6,00%	5,89
		TOTAL PARTIDA.....	104,12
00504	m2	PERFIL GRECADO PLELACADO CUB/FACH ALT 30MM Y 0,6MM ESP Fachada y/o cubierta de chapa perfilada de acero prelacado, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad . Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	
		Mano de obra.....	3,50
		Maquinaria.....	0,60
		Resto de obra y materiales.....	9,22
		Suma la partida.....	13,32
		Costes indirectos 6,00%	0,80
		TOTAL PARTIDA.....	14,12
00505	m2	PERFIL GRECADO POLIESTER TRANSLÚCIDO CUBIERTA ALTURA 30MM Cubierta de perfil grecado de poliéster translúcido, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	
		Mano de obra.....	3,50
		Maquinaria.....	0,60
		Resto de obra y materiales.....	9,22
		Suma la partida.....	13,32
		Costes indirectos 6,00%	0,80
		TOTAL PARTIDA.....	14,12

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
00506	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 660x0,6mm Remate prelacado y troquelado de cumbrera para cubierta de perfil grecado desarrollo de 660mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	
		Mano de obra.....	3,50
		Maquinaria.....	0,60
		Resto de obra y materiales.....	8,76
		Suma la partida.....	12,86
		Costes indirectos 6,00%	0,77
		TOTAL PARTIDA.....	13,63
00507	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 360x0,6mm Remate prelacado de coronación para cubierta y fachada de perfil grecado desarrollo de 360mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	
		Mano de obra.....	3,50
		Maquinaria.....	0,60
		Resto de obra y materiales.....	6,66
		Suma la partida.....	10,76
		Costes indirectos 6,00%	0,65
		TOTAL PARTIDA.....	11,41
00508	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 236x0,6mm Remate prelacado de vierte aguas para fachada de perfil grecado y muro de hormigón armado desarrollo de 236mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	
		Mano de obra.....	3,50
		Maquinaria.....	0,60
		Resto de obra y materiales.....	5,04
		Suma la partida.....	9,14
		Costes indirectos 6,00%	0,55
		TOTAL PARTIDA.....	9,69
00509	m	REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 575x0,6mm Remate prelacado para jácena para fachada de perfil grecado desarrollo de 575mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	
		Mano de obra.....	3,50
		Maquinaria.....	0,60
		Resto de obra y materiales.....	7,81
		Suma la partida.....	11,91
		Costes indirectos 6,00%	0,71
		TOTAL PARTIDA.....	12,62

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
00510	m	CANAL CHAPA PLEGADA DESARROLLO 800mm GALVANIZADA 2mm Canalón interior chapa de acero galvanizada plegada de desarrollo 800mm y 2mm de espesor, con aperturas para bajantes, sellado correctamente en uniones de canal i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.	
		Mano de obra.....	5,26
		Maquinaria.....	0,90
		Resto de obra y materiales.....	18,43
		Suma la partida.....	24,59
		Costes indirectos 6,00%	1,48
		TOTAL PARTIDA.....	26,07

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 6 : PAVIMENTOS			
00601	m ³	ENCACHADO EN BASE DE SOLERA Encachado de piedra 20/40 incluyendo selección, carga, transporte extendido y compactación.	
		Mano de obra.....	29,51
		Maquinaria.....	12,14
		Resto de obra y materiales.....	20,70
		Suma la partida.....	62,35
		Costes indirectos 6,00%	3,74
		TOTAL PARTIDA.....	66,09
00602	m ²	SOLERA HORMIGÓN HA-25/B/20/IIa 20cm MALLA D10/20X20 FRATASADO Y Pavimento de hormigón HA-35/B/20/IIa, en espesor de 20cm.con armaduras superior e inferior D10/20x20 B-500, incluso extendido, fratasado, encofrado de borde, regleado, vibrado, curado con producto filmógeno, estriado o ranurado y p.p. de juntas. Según EHE-08.	
		Mano de obra.....	14,02
		Maquinaria.....	5,93
		Resto de obra y materiales.....	29,68
		Suma la partida.....	49,63
		Costes indirectos 6,00%	2,98
		TOTAL PARTIDA.....	52,61

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 7 : CERRAJERÍA			
00701	u	PUERTA CORREDERA GUÍA SUP. RETRACTIL 8,78x5,86m PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 8,78m (anchura) y 5,86m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior (retractil) e inferior (fija). Apertura y cierre automáticos. Totalmente instalada y conectada.	
		Suma la partida.....	6.251,00
		Costes indirectos 6,00%	375,06
		TOTAL PARTIDA.....	6.626,06
00702	u	PUERTA CORREDERA 9,78x6,12m Y PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 9,78m (anchura) y 6,16m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior e inferior fijas. Incluye partes proporcionales de elementos de sujeción y remate de la misma. Apertura y cierre manuales. Totalmente instalada.	
		Suma la partida.....	4.358,00
		Costes indirectos 6,00%	261,48
		TOTAL PARTIDA.....	4.619,48

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN		PRECIO
CAPÍTULO 8 : PUENTE GRÚA				
00801	u	PUENTE GRÚA BIRRAIL 8TN LUZ 18M TOTALMENTE INSTALADO		
			Suma la partida.....	18.347,00
			Costes indirectos 6,00%	1.100,82
			TOTAL PARTIDA.....	19.447,82

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN		PRECIO
CAPÍTULO 9 : SEGURIDAD Y SALUD				
00901		SEGURIDAD Y SALUD		
		Seguridad y salud		
			Suma la partida.....	6.543,06
			Costes indirectos 6,00%	392,58
			TOTAL PARTIDA.....	6.935,64

Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN		PRECIO
CAPÍTULO 10 : PROYECTO				
01001		REDACCION, DELINEACION Y VISADO PROYECTO		
		Redacción, delineación y visado del proyecto		
			Suma la partida.....	6.496,64
			Costes indirectos 6,00%	389,80
			TOTAL PARTIDA.....	6.886,44

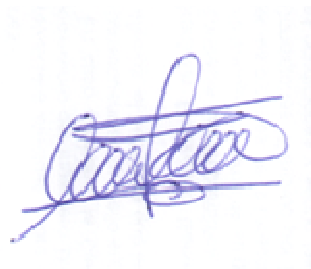
Presupuesto

CUADRO DE PRECIOS 2

CÓDIGO	UD	RESUMEN	PRECIO
CAPÍTULO 11 : DIRECCIÓN DE OBRA			
01101		DIRECCIÓN DE OBRA	
		Suma la partida.....	6.496,64
		Costes indirectos 6,00%	389,80
		TOTAL PARTIDA.....	6.886,44

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso.

MEDICIONES

Mediciones

Índice

<u>1</u>	<u>Actuaciones previas</u>	<u>1</u>
<u>2</u>	<u>Cimentación</u>	<u>2</u>
<u>3</u>	<u>Saneamiento</u>	<u>4</u>
<u>4</u>	<u>Estructura.....</u>	<u>6</u>
<u>5</u>	<u>Cubierta y cerramientos</u>	<u>8</u>
<u>6</u>	<u>Pavimentos</u>	<u>10</u>
<u>7</u>	<u>Cerrajería</u>	<u>11</u>
<u>8</u>	<u>Puente grúa.....</u>	<u>12</u>
<u>9</u>	<u>Seguridad y salud</u>	<u>13</u>
<u>10</u>	<u>Proyecto.....</u>	<u>14</u>
<u>11</u>	<u>Dirección de obra</u>	<u>15</u>

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
CAPÍTULO 1 : ACTUACIONES PREVIAS							
00101	ud ESTUDIO GEOTECNICO Estudio Geotécnico	1				1,000	1,00
00102	m2 DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO CON MEDIOS MECÁNICOS, I/CARGA DE Desbroce y limpieza del terreno con medios mecánicos, i/carga de residuos sin transporte. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	1	5.748,000	1,000		5.748,000	5.748,00
00103	m2 RASANTEO CORONACIÓN EXPLANADA Rasanteo y refino, de la superficie de coronación de explanada de desmonte y terraplén, en terreno sin clasificar, así como aporte del material necesario y retirada del sobrante a vertedero o lugar de empleo, extendido, humectación y compactación. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	1	5.748,000	1,000		5.748,000	5.748,00
00104	m3 TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.	1	1.149,600	1,000		1.149,600	1.149,60

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO RESUMEN UDS LONGITUD ANCHURA ALTURA PARCIALES CANTIDAD

CAPÍTULO 2 : CIMENTACIÓN

00201 m3 EXC.POZOS A MÁQUINA T.FLOJOS

Ex cavación en pozos en terrenos flojos, por medios mecánicos, con extracción de tierras a los bordes, sin carga ni transporte al vertedero, y con p.p. de medios auxiliares. Según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural-Cimientos.

Zapata 1	2	2,700	1,000	1,400	7,560
Zapata 2	13	3,250	1,600	1,400	94,640
Zapata 3	2	3,200	1,000	1,400	8,960
Zapata 4	4	2,750	1,000	1,400	15,400
Zapata 5	4	3,200	2,000	1,400	35,840
Base muro	1	64,240	0,600	0,600	23,126
Riostras	1	31,400	0,300	0,600	5,652

191,18

00202 m³ TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC.

Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.

Zapata 1	2	2,700	1,000	1,400	7,560
Zapata 2	13	3,250	1,600	1,400	94,640
Zapata 3	2	3,200	1,000	1,400	8,960
Zapata 4	4	2,750	1,000	1,400	15,400
Zapata 5	4	3,200	2,000	1,400	35,840
Base muro	1	64,240	0,600	0,600	23,126
Riostras	1	31,400	0,300	0,600	5,652

191,18

00203 m3 HORM.LIMPIEZA HL-150/B/20 VERTIDO DESDE CAMIÓN

Hormigón de limpieza HL-150/B/20 elaborado en central para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales y colocación. Según EHE-80, NTE-CSZEHE y CTE-SE-C.

Zapata 1	2	2,700	1,000	0,100	0,540
Zapata 2	13	3,250	1,600	0,100	6,760
Zapata 3	2	3,200	1,000	0,100	0,640
Zapata 4	4	2,750	1,000	0,100	1,100
Zapata 5	4	3,200	2,000	0,100	2,560
Base muro	1	64,240	0,600	0,100	3,854
Riostras	1	31,400	0,300	0,100	0,942

16,40

00204 kg ACERO CORRUGADO B 500 SD

Acero corrugado B 500 SD, incluso p.p. de despuntes, alambre de atar y separadores, terminado. Suministro según UNE-EN 10080. Montaje según EHE-08.

Zapata 1	2	165,900			331,800
Zapata 2	13	284,700			3.701,100
Zapata 3	2	193,800			387,600
Zapata 4	4	168,700			674,800
Zapata 5	4	338,700			1.354,800
Base muro	1	64,240	15,000		963,600
Riostras	1	31,400	10,300		323,420

7.737,12

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
00205	m3 HORMIGÓN HA-25 EN CIMIENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, repleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08. Ejecución según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural cimientos y NTE-C SL. Cimentaciones superficiales.						
	Zapata 1	2	2,700	1,000	1,100	5,940	
	Zapata 2	13	3,250	1,600	1,100	74,360	
	Zapata 3	2	3,200	1,000	1,100	7,040	
	Zapata 4	4	2,750	1,000	1,100	12,100	
	Zapata 5	4	3,200	2,000	1,100	28,160	
	Base muro	1	64,240	0,600	0,300	11,563	
	Riostras	1	31,400	0,300	0,300	2,826	
							141,99
00206	kg MORTERO FLUIDO DE RETRACCIÓN COMPENSADA ALTA RESISTENCIA Mortero fluido de elevada resistencia mecánica, elevado módulo de elasticidad y retracción compensada, con una resistencia a compresión mayor o igual a 75N/mm2 y módulo de elasticidad mayor o igual a 27000N/mm2, clase R4 según UNE-EN 1504-3 de consistencia fluida y EHE-80.						
	P1	4	8,820			35,280	
	P2	14	14,490			202,860	
	P3	2	16,140			32,280	
	P4	1	17,880			17,880	
	P5	2	9,010			18,020	
	P6	2	24,050			48,100	
							354,42

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
CAPÍTULO 3 : SANEAMIENTO							
00301	m. BAJANTE PVC PLUVIALES 90 mm. Bajante de PVC de pluviales, UNE-EN-1453, de 90 mm. de diámetro, con sistema de unión por junta elástica, colocada con abrazaderas metálicas, instalada, incluso con p.p. de piezas especiales de PVC, funcionando. Según CTE-HS-5.	10	8,500			85,000	
							85,00
00302	ud ARQUETA LADRI.PIE/BAJANTE 60x60x50cm Arqueta a pie de bajante registrable, de 60x60x50 cm. de medidas interiores, construida con fábrica de ladrillo macizo tosco de 1/2 pie de espesor, recibido con mortero de cemento M-5, colocado sobre solera de hormigón en masa HM-20/P/40/l de 10 cm. de espesor, enfoscada y bruñida por el interior con mortero de cemento M-15 redondeando ángulos, con codo de PVC de 45°, para evitar el golpe de bajada en la solera, con tapa y marco de hormigón armado prefabricada, terminada y con p.p. de medios auxiliares, sin incluir la excavación, ni el relleno perimetral posterior, s/ CTE-HS-5.	11				11,000	
							11,00
00303	m3 EXCAV. ZANJA TERRENO NATURAL Ex cavación en zanja, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo.						
	En lateral nave	8	9,300	0,250	0,900	16,740	
	En frontal nave	2	12,750	0,250	1,450	9,244	
	Hacia general	1	12,000	0,250	1,600	4,800	
							30,78
00304	m TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 90mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 90 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	4	10,000			40,000	
							40,00
00305	m TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 110mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 110 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	4	10,000			40,000	
							40,00
00306	m. TUBO PVC CORR. J.ELÁS.SN4 C.GRIS 125mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m2; con un diámetro 125 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.						

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
		2	13,700			27,400	
							27,40
00307	m³ RELLENO Y COMPACTADO ZANJAS TERRENO NATURAL						
	En lateral nave	8	9,300	0,250	0,800	14,880	
	En frontal nave	2	12,750	0,250	1,350	8,606	
	Hacia general	1	12,000	0,250	1,500	4,500	
							27,99
00308	ud ACOMETIDA RED GRAL.SANEAMIENTO						
	Acometida domiciliar de saneamiento a la red general municipal, hasta una distancia máxima de 8 m., formada por: rotura del pavimento con compresor, excavación manual de zanjas de saneamiento en terrenos de consistencia dura, colocación de tubería de hormigón en masa de enchufe de campana, con junta de goma de 30 cm. de diámetro interior, tapado posterior de la acometida y reposición del pavimento con hormigón en masa HM-20/P/40/I, sin incluir formación del pozo en el punto de acometida y con p.p. de medios auxiliares.						
		1				1,000	
							1,00

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 4 : ESTRUCTURA						
00401	kg ACERO S275 EN ESTRUCTURA ATORNILLADA RF30						
	Estructura metálica en acero S-275 JR a partir de perfiles laminados en caliente con uniones atornilladas. Suministro según UNE-EN 10025. Fabricación y ejecución según: UNE-EN 1090-2 y CTE.DB-SE-A.						
	HEA-200	4	8,590			1.453,428	42.3
	HEA-260	2	10,100			1.377,640	68.2
	HEA-260	5	9,980			3.403,180	68.2
	HEA-260	2	10,075			1.374,230	68.2
	HEA-500	1	9,980			1.546,900	155
	IPE-160	2	9,000			284,400	15.8
	IPE-240	2	4,390			269,546	30.7
	IPE-270	2	9,800			707,560	36.1
	IPE-270	2	8,908			643,158	36.1
	IPE-270	2	9,010			650,522	36.1
	IPE-270	2	0,580			41,876	36.1
	IPE-330	10	8,830			4.335,530	49.1
	IPE-330	2	8,790			863,178	49.1
	IPE-330	12	0,450			265,140	49.1
	IPE-330	2	0,410			40,262	49.1
	IPE-330	1	0,360			17,676	49.1
	IPE-330	4	0,620			121,768	49.1
	IPE-330	12	0,970			571,524	49.1
	IPE-360	1	8,840			504,764	57.1
	IPE-360	1	8,740			499,054	57.1
	IPE-360	10	8,590			4.904,890	57.1
	IPE-360	4	6,450			1.473,180	57.1
	IPE-360	2	6,060			692,052	57.1
	IPE-360	1	0,990			56,529	57.1
	IPE-360	2	0,930			106,206	57.1
	IPE-360	1	0,720			41,112	57.1
	IPE-400	2	8,600			1.140,360	66.3
	IPE-450	1	8,600			667,360	77.6
	Angular L-50x 5	14	1,330			70,197	3.77
	Angular L-50x 5	4	7,610			114,759	3.77
	Angular L-50x 5	4	5,100			76,908	3.77
	Angular L-50x 5	8	7,410			223,486	3.77
	Angular L-50x 5	4	5,130			77,360	3.77
	Angular L-50x 5	8	5,490			165,578	3.77
	Angular L-50x 5	8	7,260			218,962	3.77
	Angular L-50x 5	120	0,340			153,816	3.77
	Angular L-50x 5	8	0,270			8,143	3.77
	Angular L-50x 5	10	0,150			5,655	3.77
	Angular L-50x 5	10	0,370			13,949	3.77
	Angular L-50x 5	1	0,560			2,111	3.77
	Angular L-50x 5	18	0,750			50,895	3.77
	Angular L-50x 5	220	0,690			572,286	3.77
	Angular L-50x 5	10	0,600			22,620	3.77
	Angular L-50x 5	20	0,820			61,828	3.77
	Angular L-60x 6	4	0,100			3,476	8.69
	Angular L-60x 6	2	0,400			6,952	8.69
	Angular L-100x 10	2	0,280			8,400	15.0
	Angular L-100x 10	2	0,180			5,400	15.0

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	Angular L-120x 12	2	0,120			5,184	21.6
	Tubo #90x90x 4	1	5,000			52,000	10.4
	Tubo #90x90x 4	2	4,870			101,296	10.4
	Tubo #90x90x 4	2	4,839			100,651	10.4
	Tubo #90x90x 4	2	4,750			98,800	10.4
	Tubo #90x90x 4	18	4,610			862,992	10.4
	Tubo #90x90x 4	2	4,600			95,680	10.4
	Tubo #90x90x 4	2	3,080			64,064	10.4
	Tubo #90x90x 4	2	2,980			61,984	10.4
	Tubo #90x90x 4	3	1,950			60,840	10.4
	Tubo #90x90x 4	2	0,950			19,760	10.4
	Tubo #90x90x 4	42	0,190			79,800	10,4
	Tubo #120x 120x 4	2	8,960			252,672	14.1
	UPN-100	10	0,310			32,860	10.6
	UPN-100	10	0,280			29,680	10.6
	UPN-120	10	0,250			33,500	13.4
	UPN-120	4	0,420			22,512	13.4
	UPN-160	1	0,330			6,204	18.8
	Redondo D12	72	1,800			115,085	0.888
	Redondo D12	98	1,700			147,941	0.888
	Redondo D12	4	1,500			5,328	0.888
	Redondo D12	4	1,300			4,618	0.888
	Redondo D12	6	0,800			4,262	0.888
	Redondo D12	8	0,600			4,262	0.888
	Ejiones	380				687,800	1.81
	Placas	5273				5.273,000	

38.138,58

00402 m. CORREA GALVANIZADA CONFORMADA EN FRIO S-275 JR

Acero S-275 JR galvanizado en correas conformadas en frío tipo L, U, C o Z, i/p.p. de despuntes y piezas especiales, uniones atornilladas colocada y montada. Fabricación y montaje según UNE-EN 1090-2 y CTE-DB-SE-A.

CF-180x3	26	10,290			2.017,252	7.54
CF-180x3	46	9,990			3.464,932	7.54
CF-180x3	3	10,110			228,688	7.54
CF-180x3	1	10,220			77,059	7.54
CF-180x3	23	10,320			1.789,694	7.54
CF-180x3	3	10,430			235,927	7.54
CF-200x3	8	4,780			332,306	8.69
CF-200x3	1	5,990			52,053	8.69
CF-200x3	2	6,170			107,235	8.69
CF-200x3	2	9,170			159,375	8.69
CF-200x3	10	6,170			536,173	8.69
CF-200x3	5	5,990			260,266	8.69
CF-200x3	2	9,180			159,548	8.69

9.420,51

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 5 : CUBIERTA Y CERRAMIENTOS						
00501	m2 ENCOFRADO VISTO ALZADO MUROS H.A. 2 CARAS						
	Encofrado a dos caras visto en alzados de muros de hormigón armado, incluso clavazón y desencofrado, totalmente terminado. Ejecución según EHE-08.						
	Alzado muro	1	100,140		2,200	220,308	
							220,31
00502	kg ACERO CORRUGADO B 500 SD						
	Acero corrugado B 500 SD, cortado, doblado, armado y colocado en obra, incluso p.p. de despuntes. Suministro según UNE-EN 10080. Ejecución según EHE-08 y CTE-SE-C. Cimientos.						
	Alzado muro	1	100,140	45,800		4.586,412	
							4.586,41
00503	m³ HORMIGÓN HA-25 EN CIMENTOS Y MUROS						
	Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, replegado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08 y CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural Cimientos.						
	Alzado muro	1	100,140	0,200	2,200	44,062	
							44,06
00504	m2 PERFIL GRECADO PLELACADO CUB/FACH ALT 30MM Y 0,6MM ESP						
	Fachada y/o cubierta de chapa perfilada de acero prelacado, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.						
	Cubierta (80% perf. grecado opaco)	2	9,150	40,700	0,800	595,848	
	Fachadas	2	6,470	40,700		526,658	
	Fachada frontal norte	1	128,560			128,560	
	Fachada frontal sur	2	19,180			38,360	
	Fachada frontal sur	1	39,730			39,730	
							1.329,16
00505	m2 PERFIL GRECADO POLIESTER TRANSLÚCIDO CUBIERTA ALTURA 30MM						
	Cubierta de perfil grecado de poliéster translúcido, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.						
	Cubierta (Translúcido 20%)	2	9,150	40,700		148,962	0.2
							148,96
00506	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 660x0,6mm						
	Remate prelacado y troquelado de cumbrera para cubierta de perfil grecado desarrollo de 660mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.						
	Cumbrera	1	40,700			40,700	
							40,70
00507	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 360x0,6mm						
	Remate prelacado de coronación para cubierta y fachada de perfil grecado desarrollo de 360mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.						
	Coronación	4	9,500			38,000	

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	Esquinero	4	6,600			26,400	
							64,40
00508	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 236x0,6mm Remate prelacado de vierte aguas para fachada de perfil grecado y muro de hormigón armado desarrollo de 236mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.						
	Vierte aguas	1104,14				1.104,140	
							1.104,14
00509	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 575x0,6mm Remate prelacado para jácena para fachada de perfil grecado desarrollo de 575mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.						
	En jácena pórtico Norte	1	17,980			17,980	
							17,98
00510	m CANAL CHAPA PLEGADA DESARROLLO 800mm GALVANIZADA 2mm Canalón interior chapa de acero galvanizada plegada de desarrollo 800mm y 2mm de espesor, con aperturas para bajantes, sellado correctamente en uniones de canal i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.						
		240,7				240,700	
							240,70

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 6 : PAVIMENTOS						
00601	m ³ ENCACHADO EN BASE DE SOLERA Encachado de piedra 20/40 incluyendo selección, carga, transporte extendido y compactación.						
		1	818,948	0,100		81,895	
							81,90
00602	m ² SOLERA HORMIGÓN HA-25/B/20/IIa 20cm MALLA D10/20X20 FRATASADO Y Pavimento de hormigón HA-35/B/20/IIa, en espesor de 20cm.con armaduras superior e inferior D10/20x20 B-500, incluso extendido, fratasado, encofrado de borde, regleado, vibrado, curado con producto filmógeno, estriado o ranurado y p.p. de juntas. Según EHE-08.						
		1	50,635	18,360	0,200	185,932	
							185,93

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 7 : CERRAJERÍA						
00701	u PUERTA CORREDERA GUÍA SUP. RETRACTIL 8,78x5,86m PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 8,78m (anchura) y 5,86m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior (retractil) e inferior (fija). Apertura y cierre automáticos. Totalmente instalada y conectada.	1				1,000	
							1,00
00702	u PUERTA CORREDERA 9,78x6,12m Y PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 9,78m (anchura) y 6,16m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior e inferior fijas. Incluye partes proporcionales de elementos de sujección y remateria de la misma. Apertura y cierre manuales. Totalmente instalada.	1				1,000	
							1,00

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 8 : PUENTE GRÚA						
00801	u PUENTE GRÚA BIRRAIL 8TN LUZ 18M TOTALMENTE INSTALADO	1				1,000	
							<hr/>
							1,00

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 9 : SEGURIDAD Y SALUD						
00901	SEGURIDAD Y SALUD						
	Seguridad y salud	1			1,000	1,000	
							<hr/>
							1,00

Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 10 : PROYECTO						
01001	REDACCION, DELINEACION Y VISADO PROYECTO						
	Redacción, delineación y visado del proyecto	1				1,000	
							<hr/>
							1,00

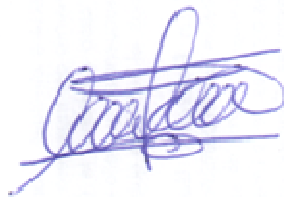
Presupuesto

MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD
	CAPÍTULO 11 : DIRECCIÓN DE OBRA						
01101	DIRECCIÓN DE OBRA						
							1,00

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso.

PRESUPUESTO GENERAL

Presupuesto

Índice

<u>1</u>	<u>Actuaciones previas</u>	<u>1</u>
<u>2</u>	<u>Cimentación</u>	<u>2</u>
<u>3</u>	<u>Saneamiento</u>	<u>4</u>
<u>4</u>	<u>Estructura.....</u>	<u>6</u>
<u>5</u>	<u>Cubierta y cerramientos</u>	<u>8</u>
<u>6</u>	<u>Pavimentos</u>	<u>10</u>
<u>7</u>	<u>Cerrajería</u>	<u>11</u>
<u>8</u>	<u>Puente grúa.....</u>	<u>12</u>
<u>9</u>	<u>Seguridad y salud</u>	<u>13</u>
<u>10</u>	<u>Proyecto.....</u>	<u>14</u>
<u>11</u>	<u>Dirección de obra</u>	<u>15</u>

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 1 : ACTUACIONES PREVIAS									
00101	ud ESTUDIO GEOTECNICO Estudio Geotécnico	1				1,000			
							1,00	3.125,15	3.125,15
00102	m2 DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO CON MEDIOS MECÁNICOS, I/CARGA DE Desbroce y limpieza del terreno con medios mecánicos, i/carga de residuos sin transporte. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	1	5.748,000	1,000		5.748,000			
							5.748,00	0,75	4.311,00
00103	m2 RASANTEO CORONACIÓN EXPLANADA Rasanteo y refino, de la superficie de coronación de explanada de desmonte y terraplén, en terreno sin clasificar, así como aporte del material necesario y retirada del sobrante a vertedero o lugar de empleo, extendido, humectación y compactación. Según NTE-ADE. Acondicionamiento del terreno	1	5.748,000	1,000		5.748,000			
							5.748,00	0,49	2.816,52
00104	m3 TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.	1	1.149,600	1,000		1.149,600			
							1.149,60	10,08	11.587,97
TOTAL CAPÍTULO 1 : ACTUACIONES PREVIAS.....									21.840,64

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 2 : CIMENTACIÓN								
00201	m3 EXC.POZOS A MÁQUINA T.FLOJOS								
	Excavación en pozos en terrenos flojos, por medios mecánicos, con extracción de tierras a los bordes, sin carga ni transporte al vertedero, y con p.p. de medios auxiliares. Según CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural-Cimientos.								
	Zapata 1	2	2,700	1,000	1,400	7,560			
	Zapata 2	13	3,250	1,600	1,400	94,640			
	Zapata 3	2	3,200	1,000	1,400	8,960			
	Zapata 4	4	2,750	1,000	1,400	15,400			
	Zapata 5	4	3,200	2,000	1,400	35,840			
	Base muro	1	64,240	0,600	0,600	23,126			
	Riostras	1	31,400	0,300	0,600	5,652			
							191,18	11,72	2.240,63
00202	m³ TRANSP.VERTED.<20km.CARGA MEC.								
	Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 20 km., considerando ida y vuelta, con camión bañera basculante cargado a máquina, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.								
	Zapata 1	2	2,700	1,000	1,400	7,560			
	Zapata 2	13	3,250	1,600	1,400	94,640			
	Zapata 3	2	3,200	1,000	1,400	8,960			
	Zapata 4	4	2,750	1,000	1,400	15,400			
	Zapata 5	4	3,200	2,000	1,400	35,840			
	Base muro	1	64,240	0,600	0,600	23,126			
	Riostras	1	31,400	0,300	0,600	5,652			
							191,18	10,08	1.927,09
00203	m3 HORM.LIMPIEZA HL-150/B/20 VERTIDO DESDE CAMIÓN								
	Hormigón de limpieza HL-150/B/20 elaborado en central para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales y colocación. Según EHE-80, NTE-CSZEHE y CTE-SE-C.								
	Zapata 1	2	2,700	1,000	0,100	0,540			
	Zapata 2	13	3,250	1,600	0,100	6,760			
	Zapata 3	2	3,200	1,000	0,100	0,640			
	Zapata 4	4	2,750	1,000	0,100	1,100			
	Zapata 5	4	3,200	2,000	0,100	2,560			
	Base muro	1	64,240	0,600	0,100	3,854			
	Riostras	1	31,400	0,300	0,100	0,942			
							16,40	89,05	1.460,42
00204	kg ACERO CORRUGADO B 500 SD								
	Acero corrugado B 500 SD, incluso p.p. de despuntes, alambre de atar y separadores, terminado. Suministro según UNE-EN 10080. Montaje según EHE-08.								
	Zapata 1	2	165,900			331,800			
	Zapata 2	13	284,700			3.701,100			
	Zapata 3	2	193,800			387,600			
	Zapata 4	4	168,700			674,800			
	Zapata 5	4	338,700			1.354,800			
	Base muro	1	64,240	15,000		963,600			
	Riostras	1	31,400	10,300		323,420			
							7.737,12	1,02	7.891,86

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
00205	m3 HORMIGÓN HA-25 EN CIMIENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, re- gleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08. Ejecución se- gún CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural cimientos y NTE-C SL. Cimentaciones superficiales.								
	Zapata 1	2	2,700	1,000	1,100	5,940			
	Zapata 2	13	3,250	1,600	1,100	74,360			
	Zapata 3	2	3,200	1,000	1,100	7,040			
	Zapata 4	4	2,750	1,000	1,100	12,100			
	Zapata 5	4	3,200	2,000	1,100	28,160			
	Base muro	1	64,240	0,600	0,300	11,563			
	Riostras	1	31,400	0,300	0,300	2,826			
							141,99	104,12	14.784,00
00206	kg MORTERO FLUIDO DE RETRACCIÓN COMPENSADA ALTA RESISTENCIA Mortero fluido de elevada resistencia mecánica, elevado módulo de elasticidad y retracción compen- sada, con una resistencia a compresión mayor o igual a 75N/mm2 y módulo de elasticidad mayor o igual a 27000N/mm2, clase R4 según UNE-EN 1504-3 de consistencia fluida y EHE-80.								
	P1	4	8,820			35,280			
	P2	14	14,490			202,860			
	P3	2	16,140			32,280			
	P4	1	17,880			17,880			
	P5	2	9,010			18,020			
	P6	2	24,050			48,100			
							354,42	1,64	581,25
	TOTAL CAPÍTULO 2 : CIMENTACIÓN.....								28.885,25

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 3 : SANEAMIENTO									
00301	m. BAJANTE PVC PLUVIALES 90 mm. Bajante de PVC de pluviales, UNE-EN-1453, de 90 mm. de diámetro, con sistema de unión por junta elástica, colocada con abrazaderas metálicas, instalada, incluso con p.p. de piezas especiales de PVC, funcionando. Según CTE-HS-5.	10	8,500			85,000			
							85,00	8,45	718,25
00302	ud ARQUETA LADRI.PIE/BAJANTE 60x60x50cm Arqueta a pie de bajante registrable, de 60x60x50 cm. de medidas interiores, construida con fábrica de ladrillo macizo tosco de 1/2 pie de espesor, recibido con mortero de cemento M-5, colocado sobre solera de hormigón en masa HM-20/P/40/l de 10 cm. de espesor, enfoscada y bruñida por el interior con mortero de cemento M-15 redondeando ángulos, con codo de PVC de 45°, para evitar el golpe de bajada en la solera, con tapa y marco de hormigón armado prefabricada, terminada y con p.p. de medios auxiliares, sin incluir la excavación, ni el relleno perimetral posterior, s/ CTE-HS-5.	11				11,000			
							11,00	414,58	4.560,38
00303	m3 EXCAV. ZANJA TERRENO NATURAL Excavación en zanja, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo.								
	En lateral nave	8	9,300	0,250	0,900	16,740			
	En frontal nave	2	12,750	0,250	1,450	9,244			
	Hacia general	1	12,000	0,250	1,600	4,800			
							30,78	5,07	156,05
00304	m TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 90mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m ² ; con un diámetro 90 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	4	10,000			40,000			
							40,00	13,56	542,40
00305	m TUBO PVC CORR. J. ELÁS. SN4 C.GRIS 110mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m ² ; con un diámetro 110 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.	4	10,000			40,000			
							40,00	14,02	560,80
00306	m. TUBO PVC CORR. J.ELÁS.SN4 C.GRIS 125mm Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared corrugada doble color gris y rigidez 4 kN/m ² ; con un diámetro 125 mm. y con unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas, s/ CTE-HS-5.								

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
		2	13,700			27,400			
							27,40	14,24	390,18
00307	m³ RELLENO Y COMPACTADO ZANJAS TERRENO NATURAL								
	En lateral nave	8	9,300	0,250	0,800	14,880			
	En frontal nave	2	12,750	0,250	1,350	8,606			
	Hacia general	1	12,000	0,250	1,500	4,500			
							27,99	14,88	416,49
00308	ud ACOMETIDA RED GRAL.SANEAMIENTO								
	Acometida domiciliar de saneamiento a la red general municipal, hasta una distancia máxima de 8 m., formada por: rotura del pavimento con compresor, excavación manual de zanjas de saneamiento en terrenos de consistencia dura, colocación de tubería de hormigón en masa de enchufe de campana, con junta de goma de 30 cm. de diámetro interior, tapado posterior de la acometida y reposición del pavimento con hormigón en masa HM-20/P/40/I, sin incluir formación del pozo en el punto de acometida y con p.p. de medios auxiliares.								
		1				1,000			
							1,00	672,68	672,68
	TOTAL CAPÍTULO 3 : SANEAMIENTO.....								8.017,23

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 4 : ESTRUCTURA								
00401	kg ACERO S275 EN ESTRUCTURA ATORNILLADA RF30								
	Estructura metálica en acero S-275 JR a partir de perfiles laminados en caliente con uniones atornilladas. Suministro según UNE-EN 10025. Fabricación y ejecución según: UNE-EN 1090-2 y CTE.DB-SE-A.								
	HEA-200	4	8,590			1.453,428		42.3	
	HEA-260	2	10,100			1.377,640		68.2	
	HEA-260	5	9,980			3.403,180		68.2	
	HEA-260	2	10,075			1.374,230		68.2	
	HEA-500	1	9,980			1.546,900		155	
	IPE-160	2	9,000			284,400		15.8	
	IPE-240	2	4,390			269,546		30.7	
	IPE-270	2	9,800			707,560		36.1	
	IPE-270	2	8,908			643,158		36.1	
	IPE-270	2	9,010			650,522		36.1	
	IPE-270	2	0,580			41,876		36.1	
	IPE-330	10	8,830			4.335,530		49.1	
	IPE-330	2	8,790			863,178		49.1	
	IPE-330	12	0,450			265,140		49.1	
	IPE-330	2	0,410			40,262		49.1	
	IPE-330	1	0,360			17,676		49.1	
	IPE-330	4	0,620			121,768		49.1	
	IPE-330	12	0,970			571,524		49.1	
	IPE-360	1	8,840			504,764		57.1	
	IPE-360	1	8,740			499,054		57.1	
	IPE-360	10	8,590			4.904,890		57.1	
	IPE-360	4	6,450			1.473,180		57.1	
	IPE-360	2	6,060			692,052		57.1	
	IPE-360	1	0,990			56,529		57.1	
	IPE-360	2	0,930			106,206		57.1	
	IPE-360	1	0,720			41,112		57.1	
	IPE-400	2	8,600			1.140,360		66.3	
	IPE-450	1	8,600			667,360		77.6	
	Angular L-50x 5	14	1,330			70,197		3.77	
	Angular L-50x 5	4	7,610			114,759		3.77	
	Angular L-50x 5	4	5,100			76,908		3.77	
	Angular L-50x 5	8	7,410			223,486		3.77	
	Angular L-50x 5	4	5,130			77,360		3.77	
	Angular L-50x 5	8	5,490			165,578		3.77	
	Angular L-50x 5	8	7,260			218,962		3.77	
	Angular L-50x 5	120	0,340			153,816		3.77	
	Angular L-50x 5	8	0,270			8,143		3.77	
	Angular L-50x 5	10	0,150			5,655		3.77	
	Angular L-50x 5	10	0,370			13,949		3.77	
	Angular L-50x 5	1	0,560			2,111		3.77	
	Angular L-50x 5	18	0,750			50,895		3.77	
	Angular L-50x 5	220	0,690			572,286		3.77	
	Angular L-50x 5	10	0,600			22,620		3.77	
	Angular L-50x 5	20	0,820			61,828		3.77	
	Angular L-60x 6	4	0,100			3,476		8.69	
	Angular L-60x 6	2	0,400			6,952		8.69	
	Angular L-100x 10	2	0,280			8,400		15.0	
	Angular L-100x 10	2	0,180			5,400		15.0	

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 5 : CUBIERTA Y CERRAMIENTOS									
00501	m2 ENCOFRADO VISTO ALZADO MUROS H.A. 2 CARAS Encofrado a dos caras visto en alzados de muros de hormigón armado, incluso clavazón y desencofrado, totalmente terminado. Ejecución según EHE-08.								
	Alzado muro	1	100,140		2,200	220,308			
							220,31	36,62	8.067,75
00502	kg ACERO CORRUGADO B 500 SD Acero corrugado B 500 SD, cortado, doblado, armado y colocado en obra, incluso p.p. de despuntes. Suministro según UNE-EN 10080. Ejecución según EHE-08 y CTE-SE-C. Cimientos.								
	Alzado muro	1	100,140	45,800		4.586,412			
							4.586,41	1,35	6.191,65
00503	m³ HORMIGÓN HA-25 EN CIMENTOS Y MUROS Hormigón HA-25 en cimientos y muros, incluso preparación de la superficie de asiento, vibrado, regleado y curado, terminado. Elaboración transporte y puesta en obra según EHE-08 y CTE.DB-SE-C. Seguridad estructural Cimientos.								
	Alzado muro	1	100,140	0,200	2,200	44,062			
							44,06	104,12	4.587,53
00504	m2 PERFIL GRECADO PLELACADO CUB/FACH ALT 30MM Y 0,6MM ESP Fachada y/o cubierta de chapa perfilada de acero prelacado, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad . Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.								
	Cubierta (80% perf. grecado opaco)	2	9,150	40,700	0,800	595,848			
	Fachadas	2	6,470	40,700		526,658			
	Fachada frontal norte	1	128,560			128,560			
	Fachada frontal sur	2	19,180			38,360			
	Fachada frontal sur	1	39,730			39,730			
							1.329,16	14,12	18.767,74
00505	m2 PERFIL GRECADO POLIESTER TRANSLÚCIDO CUBIERTA ALTURA 30MM Cubierta de perfil grecado de poliéster translúcido, de 30mm de altura de perfil y 0,6 mm de espesor, sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, tapajuntas, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.								
	Cubierta (Translúcido 20%)	2	9,150	40,700		148,962	0.2		
							148,96	14,12	2.103,32
00506	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 660x0,6mm Remate prelacado y troquelado de cumbrera para cubierta de perfil grecado desarrollo de 660mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.								
	Cumbrera	1	40,700			40,700			
							40,70	13,63	554,74
00507	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 360x0,6mm Remate prelacado de coronación para cubierta y fachada de perfil grecado desarrollo de 360mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.								
	Coronación	4	9,500			38,000			

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	Esquinero	4	6,600			26,400			
							64,40	11,41	734,80
00508	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 236x0,6mm Remate prelacado de vierte aguas para fachada de perfil grecado y muro de hormigón armado desarrollo de 236mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.								
	Vierte aguas	1104,14				1.104,140			
							1.104,14	9,69	10.699,12
00509	m REMATE CH. PLEGADA PRELACADA DESARROLLO 575x0,6mm Remate prelacado para jácena para fachada de perfil grecado desarrollo de 575mm y espesor de 0,6mm, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.								
	En jácena pórtico Norte	1	17,980			17,980			
							17,98	12,62	226,91
00510	m CANAL CHAPA PLEGADA DESARROLLO 800mm GALVANIZADA 2mm Canalón interior chapa de acero galvanizada plegada de desarrollo 800mm y 2mm de espesor, con aperturas para bajantes, sellado correctamente en uniones de canal i/p.p. de solapes, accesorios de fijación con arandela de estanqueidad. Instalado, i/medios auxiliares y elementos de seguridad. Ejecución según: NTE-QTG. Cubiertas.								
		240,7				240,700			
							240,70	26,07	6.275,05
TOTAL CAPÍTULO 5 : CUBIERTA Y CERRAMIENTOS									58.208,61

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 6 : PAVIMENTOS								
00601	m ³ ENCACHADO EN BASE DE SOLERA Encachado de piedra 20/40 incluyendo selección, carga, transporte extendido y compactación.	1	818,948	0,100		81,895			
							81,90	66,09	5.412,77
00602	m ² SOLERA HORMIGÓN HA-25/B/20/IIa 20cm MALLA D10/20X20 FRATASADO Y Pavimento de hormigón HA-35/B/20/IIa, en espesor de 20cm.con armaduras superior e inferior D10/20x20 B-500, incluso extendido, fratasado, encofrado de borde, regleado, vibrado, curado con producto filmógeno, estriado o ranurado y p.p. de juntas. Según EHE-08.	1	50,635	18,360	0,200	185,932			
							185,93	52,61	9.781,78
	TOTAL CAPÍTULO 6 : PAVIMENTOS.....								15.194,55

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 7 : CERRAJERÍA								
00701	u PUERTA CORREDERA GUÍA SUP. RETRACTIL 8,78x5,86m PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 8,78m (anchura) y 5,86m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior (retractil) e inferior (fija). Apertura y cierre automáticos. Totalmente instalada y conectada.	1				1,000			
							1,00	6.626,06	6.626,06
00702	u PUERTA CORREDERA 9,78x6,12m Y PUERTA PEATONAL Puerta corredera de dos hojas de dimensiones totales: 9,78m (anchura) y 6,16m (altura), además de puerta peatonal de dimensiones: 1,60m (anchura) y 2,60m (altura). Puerta corredera sobre guías superior e inferior fijas. Incluye partes proporcionales de elementos de sujección y remateria de la misma. Apertura y cierre manuales. Totalmente instalada.	1				1,000			
							1,00	4.619,48	4.619,48
	TOTAL CAPÍTULO 7 : CERRAJERÍA.....								11.245,54

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 8 : PUENTE GRÚA									
00801	u PUENTE GRÚA BIRRAIL 8TN LUZ 18M TOTALMENTE INSTALADO	1					1,000		
							1,00	19.447,82	19.447,82
TOTAL CAPÍTULO 8 : PUENTE GRÚA.....									19.447,82

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 9 : SEGURIDAD Y SALUD								
00901	SEGURIDAD Y SALUD								
	Seguridad y salud	1			1,000	1,000			
							1,00	6.935,64	6.935,64
	TOTAL CAPÍTULO 9 : SEGURIDAD Y SALUD								6.935,64

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	CAPÍTULO 10 : PROYECTO								
01001	REDACCION, DELINEACION Y VISADO PROYECTO								
	Redacción, delineación y visado del proyecto	1					1,000		
							1,00	6.886,44	6.886,44
	TOTAL CAPÍTULO 10 : PROYECTO.....								6.886,44

Presupuesto

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE	
	CAPÍTULO 11 : DIRECCIÓN DE OBRA									
01101	DIRECCIÓN DE OBRA									
							1,00	6.886,44	6.886,44	
	TOTAL CAPÍTULO 11 : DIRECCIÓN DE OBRA.....									6.886,44
	TOTAL.....									290.919,24

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso.

RESUMEN DE PRESUPUESTO

Resumen de presupuesto

CAPÍTULO	TÍTULO	IMPORTE (€)
1	Actuaciones previas	21.840,64
2	Cimentación	28.885,25
3	Saneamiento	8.017,23
4	Estructura	107.371,08
5	Cubierta y cerramientos	58.208,61
6	Pavimentos	15.194,55
7	Cerrajería	11.245,54
8	Puente grúa	19.447,82
9	Seguridad y salud	6.935,64
10	Proyecto	6.886,44
11	Dirección de obra	6.886,44
Total presupuesto ejecución material (PEM)		290.919,24

El presupuesto de ejecución material asciende a la cantidad de DOSCIENTOS NOVENTA MIL NOVECIENTOS DIECINUEVE EUROS con VEINTICUATRO CENTIMOS

TITULO	IMPORTE (€)
Presupuesto ejecución material (PEM)	290.919,24
Gastos generales (16%)	46.547,08
Beneficio Industrial (6%)	17.455,15
Total presupuesto ejecución por contrata (PEC)	354.921,47

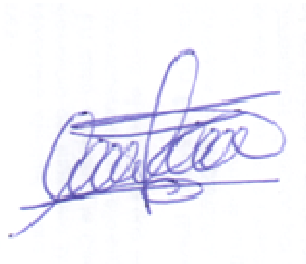
El presupuesto de ejecución por contrata asciende a la cantidad de TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO MIL NOVECIENTOS VEINTIUN EUROS con CUARENTA Y SIETE CENTIMOS

TITULO	IMPORTE (€)
Presupuesto ejecución por contrata (PEC)	354.921,47
I.V.A. (21%)	74.533,51
Presupuesto total	429.454,98

El presupuesto total asciende a la cantidad de CUATROCIENTOS VEINTINUEVE MIL CUATROCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO con NOVENTA Y OCHO CENTIMOS

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso



Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Industrial

Cálculo estructura nave industrial: Taller de
calderería

Pliego de condiciones

Autor/

Javier Tarancón Alonso

Director

Víctor Tabuena Cintora

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Año 2017

Índice

<u>1</u>	<u>Condiciones generales.....</u>	<u>2</u>
<u>2</u>	<u>Condiciones generales de índole facultativa.....</u>	<u>2</u>
<u>3</u>	<u>Condiciones generales de índole económica.</u>	<u>4</u>
<u>4</u>	<u>Condiciones generales de índole legal.....</u>	<u>8</u>
<u>5</u>	<u>Condiciones de índole técnica</u>	<u>10</u>
5.1	Movimiento de tierras	10
5.2	Cimentación	11
5.3	Hormigones.....	11
5.4	Saneamiento	14
5.5	Estructura metálica	14
5.5.1	Acero laminado	14
5.5.2	Ejecución.....	15

1 Condiciones generales

Art. 1.- El presente Pliego de condiciones forma parte de la documentación del Proyecto “Nave para la fabricación de palés”, y regirá en las obras para la realización del mismo.

Art. 2.- Además del presente Pliego de Condiciones, regirá totalmente, en todos los aspectos que el mismo abarca, el Pliego General de Condiciones, aprobado por el Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos y adoptado por la Dirección General de Arquitectura.

El Pliego General de Condiciones de la General Dirección de Arquitectura, obra en la oficina del Ingeniero Director de la obra, por si la Contrata estima necesaria su consulta.

Art. 3.- Las dudas que se planteasen en su aplicación o interpretación, serán dilucidadas por el Ingeniero Director de obra.

Por el mero hecho de intervenir en la obra, se presupone que la Contrata conoce y admite el siguiente Pliego de Condiciones.

Art. 4.- Cualquier variación que se pretendiera efectuar sobre la obra proyectada, deberá ser puesta previamente en conocimiento del Ingeniero Director de la obra, sin cuyo conocimiento no será ejecutada. En caso contrario, la Contrata ejecutante de dicha unidad de obra responderá de las consecuencias que ello originase.

No será justificante ni eximente a estos efectos, el hecho de que la variación proviniera del señor Propietario.

Art. 5.- Así mismo, la contrata nombrará un Encargado General, si así fuese la Contrata, o uno por cada gremio, si las contrata fueran parciales, el cual deberá estar constantemente en la obra, mientras en ella trabajen obreros de su gremio. La misión del encargado será la de atender y entender las ordenes de la Dirección Facultativa de la obra; conocerá el siguiente Pliego de Condiciones, exhibido por la Contrata y velará por que el trabajo se ejecute en buenas condiciones y según las buenas artes de la construcción.

Se dispondrá de un Libro de Ordenes, del que se hará cargo el Encargado que señale la Dirección. La Dirección escribirá en el mismo aquellos datos, órdenes o circunstancias que estime convenientes. Asimismo, el Encargado podrá hacer uso del mismo para hacer constar los datos que estime convenientes.

2 Condiciones generales de índole facultativa

Art. 6.- Desde que se dé inicio a las obras, hasta su recepción definitiva, el Contratista o un representante suyo autorizado deberá residir en un punto próximo al de la ejecución de los trabajos, y no podrá ausentarse de él sin previo conocimiento de el Ingeniero Director, y notificándole expresamente la persona que en su ausencia le ha de representar en todas las funciones. Cuando se falte a lo anteriormente prescrito, se consideran validas las notificaciones que se efectúen al individuo más caracterizado o de mayor categoría técnica de los empleados u operarios de cualquier ramo, que como dependientes de la Contrata intervengan en las obras, y en ausencia de ellos, las depositadas en la residencia, designada como oficial en los documentos del Proyecto, de la Contrata, aún en ausencia o negativa de recibo por parte de los dependientes de la Contrata.

Pliego de condiciones

Art. 7.- Es obligación de la Contrata, ejecutar cuanto sea necesario para la buena construcción y aspecto de las obras, aún cuando esté expresamente estipulado en los Pliegos de Condiciones, siempre que, sin separarse de su espíritu y recta interpretación, lo disponga el Ingeniero Director y dentro de los límites de posibilidades que los presupuestos determinen para cada unidad de obra y tipo de ejecución.

Art. 8.- El Contratista, como es natural, debe emplear los materiales que cumplan las condiciones exigidas en las Condiciones Generales de Orden Técnica del Pliego de Condiciones de 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 del edificio, el Contratista es el único responsable de la ejecución de los trabajos que ha contratado y de las fallas 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 de excusa, ni le otorgue derecho alguno, la circunstancia de que la Dirección Facultativa no le haya llamado la atención sobre el particular, ni tampoco el hecho de que hayan sido valoradas en las certificaciones parciales de la obra, que siempre se supone que se extienden y abonan a cuenta.

Como consecuencia de lo anteriormente expresado, cuando la Dirección Facultativa advierta vicios o defectos en los trabajos efectuados, o que con los materiales empleados o los aparatos colocados no reúnen 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 las obras, podrán disponer que las partes defectuosas sean demolidas y reconstruidas de acuerdo con lo contratado y todo ello a expensas de la Contrata. Si esta no estimase justa la resolución y se negase a la demolición y reconstrucción ordenadas, se procederá de acuerdo con lo establecido en el artículo 11 siguiente. (Cuando los materiales no fueran de la calidad requerida o no estuvieran...).

Art. 9.- Si el Ingeniero Director tuviese razones fundadas para creer en la existencia de vicios ocultos en la construcción de las obras ejecutadas, ordenará efectuar, en cualquier tiempo y antes de la recepción definitiva, las demoliciones que cree necesarias para reconocer los trabajos que crea defectuosos. Los gastos de demolición y reconstrucción que se ocasionasen, serán cuenta del Contratista siempre que los vicios existan realmente, en caso contrario del propietario.

Art. 10.- No se procederá al empleo y colocación de los materiales y de los aparatos, sin que antes, sean examinados y aceptados por la Dirección Facultativa, en los términos que prescriben los Pliegos de Condiciones, depositando al efecto el Contratista, las muestra y modelos necesarios, previamente contraseñados, para efectuar con ellos las comprobaciones, ensayos o pruebas preceptuadas por el Pliego de Condiciones vigente en la obra.

Los gastos que ocasionen los ensayos, análisis o pruebas, serán de cargo del Contratista.

Art. 11.- Cuando los materiales o aparatos no fueran de la calidad requerida o no estuviesen perfectamente preparados, el Ingeniero Director dará orden al Contratista para que los reemplace por otros que se ajusten a las condiciones requeridas por los pliegos, o falta de estos, a las ordenes del Ingeniero Director.

Art. 12.- Serán de cuenta y riesgo de el Contratista, los andamios, cimbras, máquinas y demás medios auxiliares que, para la debida marcha y ejecución de los trabajos se necesiten, no cabiendo al Propietario responsabilidad alguna por cualquier avería o accidente personal que pueda ocurrir en las obras por insuficiencia de dichos medios auxiliares.

Art. 13.- Para proceder a la recepción provisional de las obras, será necesaria la asistencia del Propietario, del Ingeniero Director de la obra y del Contratista o su representante, debidamente autorizado.

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 esa fecha el plazo de garantía, que se considera de tres meses.

Cuando las obras no se hallen en estado de ser recibidas, se hará constar en el acta y se especificará en la misma las precisas y detalladas instrucciones, que el Ingeniero Director debe señalar al Contratista, para remediar los defectos observados, fijándole un plazo para subsanarlos, expirado el cual, se efectuará un nuevo reconocimiento en idénticas condiciones, a fin de proceder, de nuevo, a la recepción provisional de la obra.

Art. 14.- Finalizado el plazo de garantía, se procederá la recepción definitiva, con las mismas formalidades señaladas en los artículos precedentes para la provisional; si se encontraron las obras en perfecto estado de uso y de conservación, se darán por recibidas definitivamente. En caso contrario se procederá de idéntica forma que la preceptuada para la revisión provisional, sin que el Contratista tenga derecho a percepción de cantidad alguna, en concepto de ampliación del plazo de garantía y siendo obligación suya hacerse cargo de los gastos de conservación hasta que la obra haya sido recibida definitivamente.

Art. 15.- Además de todas las facultades particulares que corresponden al Ingeniero Director de la obra, expresada en los artículos precedentes, es misión específica suya la dirección y vigilancia de los trabajos, que en las obras se realicen, bien por sí mismo o por medio de sus representantes técnicos y ello con autoridad técnica legal, completa e indiscutible, incluso en todo lo no previsto específicamente en el pliego de Condiciones de la Edificación, sobre las personas y cosas situadas en la obra y relación con los trabajos, que para la edificación u obras ajenas, se lleven a cabo, pudiendo incluso, pero con causa justificada, recusar al Contratista, si considera que adoptar esta resolución, es útil y necesario para la debida marcha de la obra.

3 Condiciones generales de índole económica.

Art. 16.- Como base general de estas Condiciones de índole económica, se establece el principio de que el Contratista debe percibir el importe de todos los trabajos realizados, siempre que éstos se hayan realizado con arreglo y sujeción al Proyecto y Condiciones Generales y particulares, que rijan la construcción del edificio y obra aneja contratada.

Art. 17.- El Ingeniero Director podrá exigir al Contratista la presentación de referencias bancarias de otras entidades o personas, al objeto de cerciorarse, 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.

Art. 18.- Se exigirá al Contratista, para que responda del cumplimiento de lo contratado, una fianza del 10% del presupuesto de las obras adjudicadas.

Art. 19.- Si el Contratista se negase hacer por su cuenta los trabajos precisos para utilizar la obra en las condiciones contratadas, el Ingeniero Director, en nombre y representación del Propietario, los ordenará 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 bastase para abonar el importe de los gastos efectuados en las unidades de obra, que no fueren de recibo.

Art. 20.- La fianza depositada será devuelta al Contratista en un plazo que no excederá ocho días, una vez firmada el acta de recepción definitiva de la obra, siempre que el Contratista haya acreditado, por medio de certificación del Alcalde de Distrito Municipal, en cuyo término se halla emplazada la obra contratada, que sean de su cuenta o por deudas de los jornales, materiales ni o indemnizaciones derivadas de accidentes ocurridos en el trabajo.

Art. 21.- Los precios de unidades de obra, así como los de los materiales o de mano de obra de los trabajos, que no figuren entre los contratados, se fijarán contradictoriamente entre el Ingeniero director y el Contratista o su representante, expresamente autorizado a esos efectos. El Contratista los presentará descompuestos, siendo necesaria la presentación y aprobación de estos precios, antes de proceder a la ejecución de las unidades de obra correspondientes.

De los precios así acordados, se levantarán actas, que firmarán por triplicado, el Ingeniero Director, el Propietario y el Contratista o los representantes autorizados a estos efectos por estos últimos.

Art. 22.- Si el Contratista antes de la firma del Contrato, no hubiese hecho la reclamación u observación oportuna, no podrá bajo ningún pretexto de error u omisión, reclamar aumento de los precios fijados en el cuadro correspondiente del presupuesto, que sirve de base para la ejecución de las obras.

Tampoco se admitirá reclamación de ninguna especie, fundada en indicaciones que, sobre las obras se hagan en la Memoria, por ser este documento el que sirve de base a la Contrata. Las equivocaciones materiales o errores aritméticos que el Presupuesto pueda contraer, ya por variación de los precios respecto de los del cuadro correspondiente, y por errores aritméticos en las cantidades 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 facultativo, sino en el caso de que el Ingeniero Director o el Contratista los hubiesen hecho notar dentro el plazo de los cuatro meses contando desde la fecha de adjudicación.

Las equivocaciones personales no alterarán la baja proporcional hecha en la Contrata, respecto del importe del Presupuesto que ha de servir de base a la misma, pues esta baja se fijará siempre, por la relación entre las cifras de dicho Presupuesto antes de las correcciones y la cantidad ofrecida.

Art. 23.- 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 o sus cargas sociales, así como la de los materiales y transportes, que es característica de determinadas épocas anormales, se admite, durante ellas la revisión de los precios contratados, bien en alza o en baja y en armonía con las oscilaciones de los precios del mercado.

Por ello y en los casos de revisión de alza, el Contratista puede solicitar del Propietario, en cuanto se produzca cualquier alteración de precio, que percuta, aumentando los contratos. Ambas partes convendrán un nuevo precio unitario, antes de comenzar o de continuar la ejecución de la unidad de obra en que intervenga el elemento, cuyo precio en el mercado y por causa justificada, haya subido, especificándose y acordándose, también previamente, la fecha a partir de la cual se aplicará el precio revisado y elevado, para lo cual se tendrá en cuenta, y cuando así proceda, el acopio de materiales en la obra, en el caso de que estuviesen, total o parcialmente, abonados por el Propietario. Si el Propietario o Ingeniero Director, en su representación, no estuviere conforme con los nuevos precios de los materiales, transportes, etc.... que el Contratista desea percibir, como normales en el mercado, aquél tiene la facultad de proponer al Contratista y éste la obligación de aceptarlos, los materiales,

Pliego de condiciones

transportes, etc.,... A precios inferiores de los pedidos por el Contratista, en cuyo caso, como es lógico y natural, se tendrá en cuenta para la revisión, de los precios de los materiales, transportes, etc. Adquiridos por el Contratista, merced a la información del Propietario.

Cuando entre los documentos aportados por ambas partes, figurase el relativo a los precios unitarios contratados descompuestos, se asegura un procedimiento similar al preceptuado en los casos de revisión, por alza de precios.

Art. 24.- El Contratista deberá percibir el importe de todas aquellas unidades de obra que haya ejecutado, con arreglo a los documentos del Proyecto, a las condiciones de la Contrata y a las órdenes e instrucciones, que por escrito entregue el Ingeniero Director y siempre, dentro de las cifras a que asciendan los presupuestos aprobados.

Tanto en las certificaciones como en la liquidación final, las obras serán, en todo caso, abonadas a los precios, que para cada unidad de obra, figure en la oferta aceptada, a los precios contradictorios fijados en el transcurso de las obras, así como respecto a las partidas alzadas y obras accesorias y complementarias.

Si las obras se hubieran adjudicado por subasta o por concurso, servirán de base para su valoración, los precios que figuren en el Presupuesto del Proyecto, con las mismas condiciones expresadas para los precios de la oferta, al resultado de la valoración ejecutada en dicha forma, se le aumentará el tanto por ciento necesario para la obtención del precio de contrata si de la cifra obtenida se aumentara la que proporcionalmente corresponde a la baja de subasta o remate.

En ningún caso, el número de unidades que se consigne en el Proyecto o en el Presupuesto, podrá servir de fundamento para reclamación de ninguna especie.

Art. 25.- Los pagos se efectuaran por el Propietario en los plazos previamente establecidos, y su importe corresponderá precisamente al de las certificaciones de obra, expedidas por el Ingeniero Director, en virtud de las cuales se verifican aquéllos.

Art. 26.- En ningún caso el podrá Contratista, alegando retraso en pagos, podrá suspender los trabajos ni ejecutarlos a menor ritmo, que el que les corresponda, con arreglo al plazo en que se deban terminarse.

Art. 27.- El importe de la indemnización, que deberá abonar el Contratista por causa de retraso no justificado en el plazo de ejecución de las obras será: El importe de la suma de los perjuicios materiales, causados por la imposibilidad de ocupación del inmueble, debidamente justificados.

Art. 28.- El Contratista no tendrá derecho a indemnización, por causa de pérdida, averías o perjuicio ocasionado en las obras, sino en los casos de fuerza mayor. Para los efectos de este artículo, se considerarán como tales casos, únicamente los que siguen:

- 1.- Los incendios causados por electricidad atmosférica.
- 2.- Los daños producidos por terremotos.
- 3.- Los producidos por vientos huracanados y crecidas de los ríos superiores a las que sean de prever en el así y siempre que exista constancia inequívoca de que, por el Contratista, se tomaron las medidas posibles, dentro de los medios, para evitar o atenuar los daños.
- 4.- Los que provengan de movimientos del terreno en que estén construidas las obras.

Pliego de condiciones

5.- Los destrozos ocasionados violentamente a mano armada, en tiempo de guerra, movimientos sediciosos, populares o robos tumultuosos.

La indemnización se referirá exclusivamente, al abono de las unidades de obra, ya ejecutadas, o materiales acopiados a pie de obra; en ningún caso, comprenderá medios auxiliares, maquinaria o instalaciones, etc., propiedad de la Contrata.

Art. 29.- No se admitirán mejoras de obra, más que en el caso que en que el Ingeniero Director haya ordenado por escrito la ejecución de trabajos nuevos o que mejoren la calidad de los contratados, así como la de los materiales y aparatos previstos en el Contrato. Tampoco se admitirán aumentos de obra en las unidades contratadas, salvo caso de error en las mediciones de Proyecto, a menos que el Ingeniero Director ordene, por escrito, la ampliación de las contratadas.

Art. 30.- El Contratista estará obligado a asegurar la obra contratada, durante todo el tiempo que dure la ejecución hasta la recepción definitiva; la cuantía del seguro coincidirá en cada momento, con el valor que tengan por contrata, los objetivos que tengan asegurados. El importe abonado por la entidad Aseguradora, en caso de siniestro, se ingresará en cuenta a nombre del Propietario, para que con cargo a ella se abone la obra que se construya y a medida que ésta se vaya realizando. El reintegro de dicha cantidad al Contratista se efectuará por certificaciones, como el resto de los trabajos de construcción, en ningún caso, salvo conformidad expresa del Contratista, hecha en documento público, el Propietario podrá disponer de dicho importe, para menesteres distintos del de la construcción de la parte siniestrada; la infracción de lo anteriormente expuesto, será motivo suficiente para el contratista, pueda rescindir la Contrata, con devolución de la fianza, abono completo de gastos, materiales acopiados, etc., y una indemnización equivalente al importe de los daños causados al Contratista por el siniestro y que no se le hubiesen abonado, pero sólo en proporción equivalente a lo que suponga la indemnización abonada por la Compañía Aseguradora, respecto al importe de los daños causados por el siniestro, que serán tasados a estos efectos por el Ingeniero Director.

En las obras de reforma o reparación, se fija previamente la porción de edificio que debe ser asegurada y su cuantía, y si nada se previene se entenderá que el seguro a comprender toda la parte del edificio afectada por la obra.

Los riesgos asegurados y las condiciones que fueren en la póliza o pólizas de seguro, los pondrá el contratista antes de contratarlos, en conocimiento del Propietario, al objeto de recabar de éste su previa conformidad o reparos.

Art. 31.- Si el Contratista siendo su obligación, no tiende 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 antes de la recepción definitiva, el Ingeniero director en representación de Propietario, procederá a disponer todo lo que sea preciso para que se atienda a la guardería, limpieza y todo lo que fuere 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 en que el Ingeniero Director fije.

Después de la recepción provisional del edificio y en el caso de que la conservación del edificio 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 trabajos que fuere preciso ejecutar.

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.

Art. 32.- El Ingeniero Director se niega, de antemano, al arbitraje de precios después de ejecutada la obra, en el supuesto de que los precios contratados no sean puestos en conocimiento, previamente a la ejecución de la obra.

4 Condiciones generales de índole legal

Art. 33.- Ambas partes se comprometen a someterse en sus diferencias, al arbitrio de amigables componedores, designado, uno de ellos por el Propietario, otro por la Contrata y tres Ingenieros por el C.O.A. correspondiente, uno de los cuales, será forzosamente el Director de obra.

Art. 34.- 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 (la memoria no tendrá de documentos de proyecto).

Como consecuencia de ello, vendrá obligado a la demolición y contrición en todo lo mal ejecutado, sin que pueda servir de excusa que el Ingeniero Director haya examinado y reconocido la construcción durante las obras, ni el que hayan sido liquidadas en liquidaciones parciales.

Art. 35.- Serán de cargo y cuenta del Contratista, el vallado y policía del solar, cuidando de la conservación de sus líneas de lindero y vigilando que los poseedores de fincas contiguas, si las hubiesen, no se realicen durante las obras, actos que mermen o modifiquen la propiedad. Toda la observación referente a este punto, será puesta inmediatamente en conocimiento del Ingeniero Director de las obras.

El Contratista es responsable de toda falta relativa a la policía urbana y a las Ordenanzas Municipales, a estos respectos, vigentes en la localidad en que la edificación está emplazada.

Art. 36.- En caso de accidentes ocurridos a los operarios, con motivo y en el ejercicio de los trabajos para la ejecución de las obras, el Contratista se atenderá a lo dispuesto en la Legislación Vigente, siendo en todo caso, único responsable de su cumplimiento y sin que, por ningún concepto, pueda quedar afectada la Propiedad por responsabilidad y en cualquier aspecto.

El Contratista está obligado a adoptar todas las medidas de Seguridad, que las disposiciones vigentes preceptúan, para evitar, en lo posible, accidentes a los obreros o a los viandantes, no sólo en los andamios, sino en todos los lugares peligrosos de la obra. De los accidentes y perjuicios de todo género que, por no cumplir el contratista lo legislado sobre la materia, pudieran acaecer, será éste el único responsable, o sus representantes en la obra, ya que se considera que en los precios contratados, están incluidos todos los gastos precisos para cumplimentar debidamente dichas disposiciones legales.

Art. 37.- El Contratista será responsable de todos los accidentes que por inexperiencia o descuido sobrevinieran, tanto en la edificación donde se efectúen las obras, como en las contiguas. Será, por tanto de su cuenta, el abono de las indemnizaciones a quien corresponda y cuando e 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 ella fuere requerido, el justificante de tal cumplimiento.

Art. 38.- El Ingeniero no será responsable ante la entidad Propietaria de la demora de los Organismos Competentes en la tramitación del proyecto ni de la tardanza de su aprobación. La gestión de la tramitación, se considera ajena al Ingeniero.

La orden de comienzo de la obra será indicada por el señor Propietario, quien responderá de ello, si no dispone de los permisos correspondientes.

Art. 39.- En el caso de que la obra, en cualquiera de sus partes, se realice por Administración, cada gremio, se hará responsable del anterior.

En el momento que comience a realizar su parte, si ésta resulta mal ejecutada, será el único responsable.

Art. 40.- Las empresas montadoras de las instalaciones, incluirán en el costo de sus ofertas, los gastos que puedan producirse por el proyecto y tramitación de esas instalaciones, ya que en todos los casos deberán disponer de los permisos y autorizaciones preceptivas para la realización de las obras.

Dichos costos y gastos, se considerarán siempre incluidos en la oferta del Contratista general, que por ello no podrá proponerlo desglosadamente para su inclusión en las certificaciones mensuales.

Art. 41.- El pago de dispuestos y arbitrios en general, municipales o de otro origen (vallas, alumbrado, etc.) cuyo abono debe hacerse durante el periodo de ejecución de las obras y por conceptos inherentes a los propios trabajos, correrán a cargo de la Contrata, siempre que las condiciones particulares de Proyecto, no se estipule lo contrario. No obstante, el Contratista deberá ser reintegrado del importe de todos aquellos conceptos, que el ingeniero Director, considere justo hacerlo.

Art. 42.- El Contratista, tiene derecho a sacar copias, a su costa, de los Planos, Presupuesto, Pliego de Condiciones y demás documentos del Proyecto.

El Ingeniero, si el Contratista, lo solicita, autorizará esas copias con su firma, una vez confrontadas.

Art. 43.- Se considerarán causas suficientes de rescisión, las que a continuación se señalan:

1.- Muerte o incapacidad del Contratista.

2.- La quiebra del Contratista.

En los casos anteriores, si los herederos o síndicos ofrecieran llevar a cabo la obra bajo las mismas condiciones estipuladas en el Contrato, el Propietario, puede admitir o rechazar el ofrecimiento, sin que en este último caso, tengan aquel derecho a indemnización alguna.

3.- Las alteraciones del Contrato por las causas siguientes:

A) La modificación del Proyecto en forma tal, que representen alteraciones fundamentales del mismo a juicio del Ingeniero Director y en cualquier caso, siempre que la variación del Presupuesto de ejecución, como consecuencia de estas modificaciones, represente en más o en menos, el 25% de unidades del Proyecto modificadas.

4.- La suspensión de obra comenzada y en todo caso, siempre que por causas ajenas a la Contrata, no se dé comienzo a la obra adjudicada, dentro del plazo de tres meses, a partir de la adjudicación; en este caso, la devolución de la fianza será automática.

5.- La suspensión de la obra comenzada, siempre que el plazo de suspensión, haya excedido de un año.

6.- El no dar comienzo a la Contrata a los trabajos, dentro del plazo señalado en las condiciones particulares del Proyecto.

7.- El incumplimiento de las condiciones de Contrato, cuando implique descuido o mala fe, con perjuicio de los intereses de la obra.

8.- La terminación del plazo de ejecución de la obra, sin haberse llagado a esta.

9.- El abandono de la obra sin causa justificada.

10.- La mala fe en la ejecución de los trabajos.

5 Condiciones de índole técnica

Art. 44.- La ejecución deberá cumplir, lo que al respecto dispone el Pliego de Condiciones Técnicas de la Dirección General de Arquitectura.

Art. 45.- Se considerará a efectos de ejecución subsidiariamente de la documentación del Proyecto, las Normas Tecnológicas de la Edificación.

Art. 46.- Se dará cumplimiento a todo lo legislado en material de Reglamentación Laboral, Reglamento de Seguridad e Higiene en el Trabajo de la Industria de la Construcción y Ordenanzas Municipales.

Art. 47.- Las obras se encuentran suficientemente detalladas en la Memoria Descriptiva, Planos, Presupuesto y demás documentos del Proyecto. En el transcurso de las obras, se cumplimentará por la Dirección Facultativa todos aquellos detalles constructivos, que ésta considere necesarios para la realización de los trabajos.

Art. 48.- Los materiales a emplear, serán de buena calidad, y se ajustarán a las condiciones señaladas en los estados de mediciones y presupuesto del Proyecto. De cada uno de los materiales, se presentarán, para su aprobación, muestras al Ingeniero Director de la obra, sin cuyo requisito, no podrán ser colocados en obra, siendo rechazados los que no reúnan las condiciones necesarias para su uso, sin que por ello haya lugar a reclamación por parte del Contratista. De todos aquéllos que fuesen necesarios, a juicio de la Dirección Facultativa, se realizarán ensayos y pruebas y serán de cuenta del Contratista, los gastos que pudieran originarse.

Art. 49.- Se hará por el Contratista, bajo inspección de la Dirección de las obras, empleando todos los medios necesarios, para que la obra quede perfectamente definida. Se realizará dentro de los 20 días naturales a la fecha de adjudicación.

5.1 Movimiento de tierras

Art. 50.- El Contratista realizará los desmontes y vaciados según CTE. DB-SE-C Seguridad estructural: Cimientos y NTE-ADZ. Acondicionamiento del terreno. Desmontes: Zanjas y pozos, asignará el orden que estime más conveniente. En caso de que el sistema seguido, fuere a juicio el ingeniero director, tan vicioso que pudiera comprometer la seguridad de los operarios o de la obra, ó bien imposibilitar la terminación de la misma en el plazo marcado, podrá prescribirse y ordenar, la marcha y organización, que deberá seguirse.

Art. 51.- Será causa de responsabilidad directa del Contratista, la falta de precauciones en la ejecución y derribo de los desmontes, así como las desgracias y daños que por esa causa pudieran sobrevenir.

Art. 52.- El Contratista asume la obligación de realizar estos trabajos. Atendiendo a la seguridad de las vías públicas y de las construcciones colindantes y acepta la responsabilidad de cuantos daños se produzcan, por no tomar las debidas medidas de precaución, desatender las ordenes del ingeniero

Pliego de condiciones

Director ó su representante técnico autorizado, ó por errores ó defectuosa ejecución de los trabajos realizados.

Art. 53.- Las superficies que hayan de ser rellenadas, quedarán libres de árboles, matas hierbas o tierra vegetal, según NTE-ADE Acondicionamiento del terreno.

Art. 54.- No se permitirá el relleno con tierras sucias ó detritus, ni con escombros procedentes de derribos.

Art. 55.- El terraplenado, de hará por tongadas, nunca mayores de 25 cm. de espesor; cada tongada será apisonada convenientemente, según NTE-ADE Acondicionamiento del terreno.

Art. 56.- Deberán ejecutarse todas las precauciones necesarias para garantizar la seguridad de los operarios, siendo el Contratista responsable de los daños causados, por no tomar las debidas precauciones.

Art. 57.- Todos los paramentos de las zanjas y pozos, quedarán perfectamente refinados y los fondos nivelados y limpios por completo.

Art. 58.- Son por cuenta del Contratista la conservación en perfectas condiciones y la reparación, en su caso, de todas las averías de cualquier tipo, causadas por las obras de movimiento de tierras en las conducciones públicas ó privadas de agua, gas, electricidad, telefonía, saneamiento, etc. Deberá aquél una vigilancia especial para que las canalizaciones sean descubiertas con las debidas precauciones y una vez al aire suspendidas por medio de colgado, empleándose cuerdas o cadenas enlazadas, ó bien, maderas colocadas transversalmente al eje de la zanja y salvando todo el ancho de las mismas.

Art. 59.- El Contratista será responsable de cualquier error de alineación, debiendo rehacer, a su costa, cualquier clase de obra, indebidamente ejecutada.

5.2 Cimentación

Art. 60.- Los pesos y zanjas de cimentación tendrán las secciones que marque el Ingeniero Director. La cota de profundidad, será la que señale el Ingeniero Director en los Planos, o que indique posteriormente por escrito.

Art. 61.- Al objeto de evitar humedades por capilaridad, se mezclará a la masa un impermeabilizante en las tongadas próximas al nivel del sótano o del piso de las planta baja, si no existe aquél.

Art. 62.- No se rellenará ninguna zanja o pozo de cimentación hasta que el contratista reciba la orden del Ingeniero Director.

5.3 Hormigones

Art. 63.- Se respetarán todas las especificaciones señaladas por: EHE-08, CTE.DE SE. Cimientos, EHE-08, CTE.DB HS. Salubridad y NTE-C SL. Cimentaciones superficiales, especialmente las indicadas en los artículos siguientes.

Art. 64.- CEMENTOS.- Se emplearán cementos que cumplan lo establecido en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares para la Recepción de Cementos RC-97.

Se recibirán en la obra con el envase de origen y se almacenarán en sitios ventilados y defendidos de la humedad.

Art. 65.- AGUA.- No contendrá sustancias nocivas al fraguado o que alteren las características del hormigón.

Pliego de condiciones

Habrà de cumplir las siguientes prescripciones:

- Acidez tal que el pH sea mayor de 5. (UNE 7234:71).
- Sustancias solubles, menos de 15 gr/l, según UNE 7130:58.
- Sulfatos expresados en SO₄, menos de 1 gr/l, según ensayo UNE 7131:58.
- Ion cloro para hormigón con armaduras, menos de 6 gr/l, según UNE 7178:60.
- Grasas o aceites de cualquier clase, menos de 15 gr/l, según UNE 7235.
- Carencia absoluta de azúcares o carbohidratos, según ensayo UNE 7132:58.
- Demàs prescripciones de la EHE-08.

Art. 66.- ARIDOS.- Las arena y gravas que se utilizan deberàn cumplir las siguientes condiciones:

- a.- No seràn activos frente al cemento ni se descompondrán por los agentes exteriores.
- b.- No contendrán sustancias que perjudiquen al hormigón o alteren su fraguado.
- c.- El tamaño máximo del árido, no será superior a la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento que se vaya a ejecutar, ni superior al 80% de la distancia horizontal mínima entre barras, ni tampoco superior al 125% de la distancia del borde de la pieza a las armaduras. Además de cumplir con las imposiciones de EHE-08, respecto a este aspecto
- d.- Tendrà resistencia no inferior a la exigida al hormigón.
- e.- La naturaleza de los áridos y su preparación seràn tales que permitan garantizar la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón.
- f.- Se prohíbe el empleo de áridos que contengan sulfuros oxidables.

Art. 67.- ADITIVOS.- Se definen como aditivos a emplear en hormigones y morteros aquellos productos sólidos o líquidos, excepto cemento, áridos o agua, que mezclados durante el amasado modifican o mejoran las características del mortero u hormigón, en especial en lo referente al fraguado, endurecimiento, plasticidad e inclusión de aire.

Se establecen los siguientes límites:

- Si se emplea cloruro cálcico como acelerador, su dosificación será igual o menor del 2% del peso del cemento y si se trata de hormigonar con temperaturas muy bajas, del 3,5% del peso del cemento.
- Si se usan aireantes para hormigones normales su proporción será tal que la disminución de la resistencia a compresión producida por la inclusión del aireante sea inferior al 20%. En ningún caso la proporción de aireante será mayor del 4% del peso del cemento.
- En caso de empleo de colorantes, la proporción será inferior al 10% del peso del cemento. No se emplearán colorantes orgánicos.
- Cualquier otro que se derive de la aplicación de la EHE-08.

Art. 68.- DOSIFICACIÓN.- La dosificación del hormigón de adaptará para alcanzar las resistencias características exigidas para cada elemento del Proyecto. La cantidad de cemento no será nunca inferior

a 250 Kg/m³ de hormigón, ni superior a 400kg/ m³ de hormigón. Además de cumplir con las indicaciones de EHE-08.

Art. 69.- AMASADO.- El amasado se realizará en hormigonera, siendo la duración del batido como mínimo de un minuto ó de 40 revoluciones.

Art. 70.- ARMADURAS.- Se utilizarán barras corrugadas (suministro según UNE-EN 10080) de la resistencia definida en el Proyecto. No se utilizarán diámetros superiores a 25 mm. Se seguirán las prescripciones indicadas en EHE-08, CTE.DE SE. Cimientos, y NTE-C SL. Cimentaciones superficiales

Las armaduras se doblarán en frío.

Los anclajes serán los definidos en los planos de armado del proyecto.

Los empalmes se harán por solape de las barras según las longitudes señaladas en los planos, no menores de 40 veces el diámetro y según prescripciones de EHE-08.

La separación de las armaduras paralelas entre sí, será superior a su diámetro y mayor de 2 cm. La separación de las armaduras a la superficie de hormigón será por lo menos de 2 cm. En elementos lineales, de 1,5 cm. En elementos superficiales y de 5 cm. en cimentaciones. Además de respetar las prescripciones de EHE-08 para este aspecto.

Se evitarán las barras dobladas a tracción en las partes cóncavas de las construcciones, empleándose en estos casos, barras rectas ancladas en la zona de compresión.

Los calzos y apoyos provisionales de las armaduras en los encofrados, deben ser de mortero, plástico u otro material apropiado, desaconsejándose el empleo de madera.

Las armaduras no presentarán ovalaciones, grietas, sopladuras, ni mermas de sección superiores al 5%.

El módulo de elasticidad será igual o mayor que 2.100.000 kg/cm².

Entendiendo por límite elástico la mínima tensión capaz de producir una deformación permanente de 0,2%, se prevé el acero de límite elástico 4.200 kg/cm², cuya carga de rotura no será inferior a 5.250 kg/cm². Esta tensión de rotura es el valor de la ordenada máxima del diagrama tensión-deformación.

Se tendrán en cuenta prioritariamente las determinaciones de la EHE-08.

Art. 71.- ENCOFRADOS.- Los encofrados se harán de Madera u otro material suficientemente rígido. Podrán desmontarse fácilmente, sin peligro para la construcción apoyándose las cimbras, pies derechos, etc. Que sirvan para mantenerlos en disposición sobre cuñas u otros sistemas que faciliten el desencofrado.

Deberán ser suficientemente resistentes para soportar el peso y los empujones del hormigón, así como las cargas accidentales producidas por la ejecución. Es necesario en vigas horizontales de luz superior a 6 m. dar a los encofrados una ligera contraflecha.

Las superficies internas se limpiarán y humedecerán antes del vertido del hormigón. Es conveniente dejar en los encofrados, una abertura en la parte baja, para facilitar la limpieza, que se cerrará antes de hormigonar.

Los desencofrantes son productos aplicados en forma de pintura a los encofrados, disminuyen la adherencia entre éstos y el hormigón, facilitando la labor de desmoldeo. El empleo de estos productos deberá ser expresamente autorizado, sin cuyo requisito no se podrán utilizar.

Pliego de condiciones

Art. 72.- PUESTA EN OBRA.- No se hormigonará ningún elemento, hasta que la dirección, haya dado el visto bueno de la colocación de las armaduras y ejecución de los encofrados.

El hormigón se verterá en los moldes lo antes posible después de su fabricación (máximo una hora) y se procurará evitar la disgregación del vertido.

En ningún caso se empleará el hormigón, después de iniciado el fraguado.

La compactación de los hormigones, se realizará con procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas. El proceso de compactación deberá prolongarse hasta que la pasta refluya a la superficie. En general se compactará mediante vibrado.

Art. 73.- JUNTAS DE HORMIGONADO.- Se situarán las juntas de hormigonado en todas las zonas en que las armaduras estén sometidas a pequeñas tracciones. Antes de reanudar el hormigonado, se limpiará la junta de toda suciedad o árido que haya quedado suelto, y se retirará la capa superficial e mortero, dejando las áridos al descubierto.

Art. 74.- HORMIGONADO EN TIEMPO FRIO.- En general se suspenderá el hormigonado cuando se prevea que dentro de las 48 horas siguientes puede descender la temperatura por debajo de los cero grados centígrados.

Art. 75.- HORMIGONADO EN TIEMPO CALUROSO.- Durante los primeros días de fraguado, se protegerá el hormigón ejecutado de los rayos solares y viento, que pueden producir su desecación, siendo recomendable regar su superficie frecuentemente. Se deberá mantener durante al menos quince días.

Art. 76.- DESENCOFRADO.- El desencofrado no deberá hacerse hasta que el hormigón haya alcanzado una resistencia suficiente para soportar con seguridad y sin deformaciones, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado.

5.4 Saneamiento

Art. 77.- EJECUCIÓN DE LAS REDES.- Las zanjas para alineaciones indicadas en los planos y sus fondos llevarán una pendiente uniforme, Los tubos serán de la calidad y dimensiones indicadas en el Presupuesto e irán colocados sobre un buen lecho de arena estando las uniones de los tubos, realizadas de la forma más adecuada al material de los mismos. Siguiendo las indicaciones de CTE.DB HS. Salubridad.

Art. 78.- ARQUETAS.- Al pie de cada bajante, se colocará una arqueta de acuerdo con el tipo descrito en el Presupuesto. Respetando las condiciones impuestas por CTE.DB HS. Salubridad

5.5 Estructura metálica

Art. 79.- Se respetarán todas las especificaciones señaladas por el CODIGO TECNICO DE LA EDIFICACIÓN (CTE) especialmente indicadas en los artículos siguientes.

5.5.1 Acero laminado

Art. 80.- ACERO LAMINADO.- Los productos de acero laminado en caliente que se empleen en las estructuras de edificación, cumplirán las características y tolerancias determinadas según el CTE; D.B. SE-A (Seguridad estructural acero) (4.Materiales) y ENU-EN 1090: Ejecución de estructuras de acero y aluminio.

Se aceptarán los materiales una vez realizados los ensayos de control de recepción especificados en los diferentes apartados, con el cumplimiento de las características técnicas en ellos exigibles según CTE;

D.B. SE-A (Seguridad estructural acero) (4.Materiales) y ENU-EN 1090: Ejecución de estructuras de acero y aluminio.

Se constará que las marcas que, preceptivamente, deben llevar los productos laminados, garantía de las características mecánicas y la composición química, son las que corresponden a la clase de acero especificado, según determina el CTE; D.B. SE-A (Seguridad estructural acero) (4.Materiales) y ENU-EN 1090: Ejecución de estructuras de acero y aluminio.

En cada lote compuesto por 20T. o fracción se determinarán las siguientes características, según las normas de ensayo que se especifican:

1.- Dimensiones, tolerancias según CTE; D.B. SE-A (Seguridad estructural acero) (11.1 Tolerancias de fabricación) y ENU-EN 1090: Ejecución de estructuras de acero y aluminio..

2.- Límite elástico, según UNE 7474-1 (EN-10002.1)

3.- Resistencia a la tracción, según UNE 7474-1 (EN-10002.1)

4.- Alargamiento de rotura, según UNE 7474-1 (EN-10002.1)

El tamaño de la muestra será de 1.5m.

5.5.2 Ejecución

Art. 81.- La estructura será, en su forma y dimensiones, conforme a lo señalado en los planos del proyecto. El Contratista no podrá hacer ningún tipo de modificación sin la autorización previa de la Dirección Facultativa.

Los criterios de aceptación y rechazo de ajustarán a las tolerancias especificadas en CTE y norma UNE 76.100 principalmente, así como el resto de la normativa y condiciones que se mencionan a continuación.

En el caso de que el Contratista subcontrate toda a parte de la estructura, deberá demostrar la adecuada capacitación técnica de la subcontrata.

Para todos aquellos extremos que no hayan sido totalmente definidos en los documentos del proyecto se tendrá en cuenta el CTE o las normas UNE que les afecten.

Se realizará conforme a lo dispuesto en la CTE; D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero) (10 Ejecución).

Las normas UNE que deberán cumplir las distintas operaciones que conlleva la ejecución de las estructuras serán las relacionadas en el Anejo D del CTE; D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero).

Art. 82.- TORNILLOS ORDINARIOS.- Los asientos de las cabezas y las tuercas estarán perfectamente planos y limpios.

Será preceptivo en las uniones de fuerza, y siempre recomendable, la colocación de arandela bajo tuerca, si el perfil tuviera cara inclinada, se empleará arandela de espesor variable para correcto apoyo de esa tuerca. Esta arandela de espesor variable, se colocará también bajo la cabeza del tornillo, si este apoyara sobre la cara inclinada.

Las tuercas se apretarán a fondo, preferentemente por medios mecánicos. En estructuras no desmontables o solicitadas por cargas dinámicas se bloqueará la tuerca por soldadura o matando el filete. Lo mismo se hará cuando el tonillo esté solicitado a tracción en la dirección de su eje.

Pliego de condiciones

Art. 83.- TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA.- Cumplirán las características y tolerancias determinadas según el CTE D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero) (4.3. Tornillos tuercas y arandelas).

La recepción se realizará según se especifica en la citado código.

Se acompañará certificado de origen industrial.

Las superficies de las piezas a unir estarán absolutamente planas, estarán completamente limpias, desengrasadas y sin pintar.

Se colocará simple arandela bajo la cabeza y bajo la tuerca.

El par de apriete será el indicado en el CTE D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero) (10.4 Uniones atornilladas).

Las tuercas se apretarán mediante llaves taradas que midan el momento torsor aplicado, hasta alcanzar el valor prescrito para este que figurará en los planos de taller.

Los tornillos de la unión deberán apretarse inicialmente al 80% del momento torsor final empezando por los situados en el centro y terminando de apretarse en una segunda vuelta.

Art. 84.- Los procedimientos de soldeo autorizados para uniones de fuerza serán:

- Soldeo eléctrico manual por arco descubierto con electrodo fusible revestido.
- Soldeo eléctrico semiautomático o automático, por arco en atmósfera gaseosa con alambre electrodo-fusible.
- Soldeo eléctrico automático por arco sumergido con alambre electrofusible-desnudo.
- Soldeo eléctrico por resistencia.

Los operarios encargados de la realización de soldaduras estarán calificados de acuerdo con la norma UNE-EN-287-1/A1:97.

Los biselados de las piezas a unir se ejecutarán con máquina herramienta, plasma oxicorte automático y se ajustarán a lo dispuesto en CTE D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero) (10.3 Soldeo) y EN-1090: Ejecución de estructuras de acero y aluminio..

El Contratista presentará a la Dirección Facultativa una memoria de soldeo en la que se indique las técnicas a utilizar y los tipos de materiales de aportación.

La inspección de las uniones soldadas se realizará de acuerdo con la norma UNE 14.044.

A propuesta del Contratista, la Dirección Facultativa podrá autorizar a realizar empalmes en piezas de laminación de longitudes inferiores a las habituales para no producir un despunte excesivo. En este caso, figurará en los planos de taller de la zona

Donde pueda efectuarse el empalme y el número máximo de piezas que pueden ser empalmadas. En ningún caso se autorizará más de un empalme por pieza que no sea estrictamente necesario.

Art. 85.- CONDICIONES DE LAS PIEZAS A UNIR.- No se permitirá soldar en una zona en la que el acero hay sufrido deformación longitudinal superior a 2,5% a menos que se haya dado tratamiento térmico adecuado.

Pliego de condiciones

Antes del soldeo se limpiarán los bordes de la unión, eliminando cuidadosamente toda la cascarilla, herrumbre o suciedad y muy especialmente la pintura. Las partes a soldar estarán además bien secas.

Art. 86.- ELECTRODOS.- Se utilizarán en calidad estructural apropiada a las condiciones de la unión y del soldeo. Serán admisibles, según los casos y posiciones electrodos de calidad estructural intermedia, ácida, básica, rutilo y titán.

Los electrodos de revestimiento hidrófilo, especialmente los electrodos básicos se emplearán perfectamente secos, y se introducirán y conservarán en desecador hasta el momento de su empleo.

Art. 87.- CONDICIONES DE SOLDEO.- Los cordones se depositarán sin provocar mordeduras. Después de ejecutar cada cordón, y antes de depositar el siguiente se limpiará la superficie con piqueta y cepillo de alambre, eliminando la escoria. Esta limpieza se hará también en los cordones finales.

Art. 88.- EJECUCIÓN DE LAS SOLDADURAS.- La superficie de la soldadura será regular y lo más lisa posible. Si fuera preciso, la soldadura se recargará o esmerilará para que tenga el espesor debido, y para que no presente discontinuidades o rebabas.

En soldaduras a tope accesibles por ambas caras, se realizará siempre la toma de raíz.

Se prohíbe todo enfriamiento anormal o excesivamente rápido de las soldaduras, siendo perceptivo tomar las precauciones necesarias para ello.

En general, se suspenderán los trabajos de soldeo cuando la temperatura baje de los cero grados centígrados, aunque previa autorización de la Dirección Facultativa, se podrá seguir soldando hasta la temperatura de -5 °C, adoptando medidas para evitar el enfriamiento rápido del metal depositado.

La calidad de las soldaduras vendrá definida por la norma UNE 14.011, desde la calidad 1 (soldadura perfecta) a la calidad 5 (soldadura muy mala). La clase designada por estos números vendrá determinada por los defectos de la soldadura definidos en dicha norma.

A lo largo del proceso de fabricación el Contratista dispondrá de los procedimientos de control adecuados en cada caso. Así mismo habrá constancia de las soldaduras realizadas por cada soldador.

Por parte de la Dirección Facultativa o Inspector en quien se delegue, se efectuará la inspección visual de todas las soldaduras, que se completarán con métodos no destructivos de detección de defectos, normalmente rayos X. Para la inspección radiográfica se aplicarán las normas UNE-EN 1735:1998 (UNE 14.604 y 14.041). Para la inspección ultrasónica se aplicarán las normas UNE-EN 1714:1998 (UNE 14.611, 14.613 y 14.605).

Como resultado de la aplicación de la normativa anterior y de la inspección visual, la soldadura podrá ser calificada como correcta, aceptable o inaceptable, tomando en cada caso las decisiones oportunas.

Art. 89.- ELIMINACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE FIJACIÓN.- Los elementos provisionales de fijación que para el armado o el montaje se suelden a las barras de la estructura, se desprenderán cuidadosamente con soplete sin dañar a las barras. Se prohíbe desprenderlos a golpes.

Los restos de soldadura de las fijaciones se eliminarán con piedra esmeril, fresa, lima u otros procedimientos similares.

Art. 90.- SOLDADURAS EN TALLER.- El depósito de los cordones se realizará siempre que sea posible, en posición horizontal.

Pliego de condiciones

Art. 91.- SOLDADURAS EN OBRA.- Se reducirán al mínimo las soldaduras a realizar en obra. Se tomarán las precauciones precisas para proteger los trabajos de soldeo contra el viento y la lluvia.

Art. 92.- ENDEREZDO.- La operación de enderezado de los perfiles y la de planeado de chapas, se realizarán en frío mediante prensa o máquinas de rodillos.

Art. 93.- CONFORMACIÓN.- las operaciones de plegado o curvado se realizarán en frío. No será admisible que aparezcan en el producto abolladuras a causa de las compresiones o grietas a causa de las tracciones que en la conformación se originen.

Art. 94.- CORTE.- Se prohíbe el corte con arco eléctrico. Puede efectuarse el corte con sierra, disco, cizalla o máquina de oxicorte, observando las prescripciones que siguen:

-El uso de la cizalla se permitirá solamente para chapas planas y angulares de espesor no mayor de 15 mm.

- El uso de máquina de oxicorte se permitirá tomando precauciones necesarias para que el corte sea regular, y para que las tensiones o transformaciones de origen térmico que se produzcan no ocasionen perjuicio.

No se cortarán nunca las chapas o perfiles de forma que queden ángulos entrantes con arista viva. Estos ángulos cuando no se puedan eludir, se redondearán siempre en su arista con el mayor radio posible. Todas las preparaciones de borde se efectuarán de acuerdo con CTE D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero) (10.3 Soldeo) así como el orden de ejecución de los distintos cordones de soldadura.

Art. 95.- PERFORACIONES.- Los agujeros para tornillos y roblones se perforaran preferentemente con taladro, autorizándose el uso de punzón para piezas de acero S-235 cuyo espesor no sea superior a 15 mm. Y que no se destinen a estructuras sometidas a cargas dinámicas. En todas las piezas de acero S 275 y S 375 los agujeros se efectuarán siempre con taladro.

Art. 96.- IDENTIFICACIÓN.- En cada una de las piezas preparadas en el taller se pondrá con pintura o con lápiz graso, la marca de identificación correspondiente que se le ha asignado en los planos de taller para el armado de los distintos elementos.

Art. 97.- CONTROL DIMENSIONAL.- Las tolerancias admisibles se recogerán en CTE D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero) (11. Tolerancias).

Las tolerancias máximas admitidas en las estructuras montadas, así como en la obra de fábrica y otras partes adyacentes serán las que define la norma UNE 76.100. Las tolerancias que se refieren a componente y partes adyacentes, deben ser consideradas como requisitos mínimos para asegurar el cumplimiento de las tolerancias de la estructura montada. Asimismo se tendrán en cuenta las que define el CTE.

En las tolerancias de la estructura montada indicadas en la norma UNE 76.100, se considera que la estructura no está cargada.

Es de reseñar que, como regla general, las operaciones de verificación deben limitarse únicamente a las desviaciones dimensionales que tengan importancia para la seguridad o para el montaje y que la precisión de los aparatos de medida utilizados, siempre estará en consonancia con el fin perseguido.

Art. 98.- MANIPULACION.- Las manipulaciones necesarias para la carga descarga, transporte, almacenamiento a pie de obra y montaje se realizarán con el cuidado suficiente para no provocar solicitaciones excesivas en ningún elemento de la estructura y para no dañar ni las piezas ni a la pintura.

Pliego de condiciones

Se cuidarán especialmente, protegiéndolas si fuese necesario, las partes sobre las que hayan de fijarse las cadenas, cables o ganchos a utilizar en la elevación o sujeción de las piezas de la estructura.

Art. 99.- PROTECCIONES.- Los tratamientos de protección se realizarán según lo establecido en CTE D.B. SE-A (Seguridad estructural Acero) (10.6 Tratamientos de protección).

Para evitar posibles corrosiones es preciso que las bases de los pilares y partes estructurales que puedan estar en contacto con el terreno queden embebidas en el hormigón. Para evitar su oxidación, si han de permanecer algún tiempo a la intemperie, se recomienda su protección con lechada de cemento.

La pintura de los elementos estructurales envueltos por otros materiales, o al aire en interiores, aseguraran una protección no menor que la proporcionada por dos capas de pintura tradicional que contenga 30% de aceite de linaza cocido y en los elementos expuestos a la intemperie, no menor a la proporcionada por tres capas de la misma pintura.

Las superficies que hayan de pintarse se limpiaran cuidadosamente, eliminando todo rastro de suciedad, cascarilla, oxido, gotas de soldadura, escoria, etc. De forma que quede totalmente limpias y secas. Cuando el pintado se realice al aire libre no se efectuar en tiempo de heladas nieve o lluvia, ni cuando el grado de humedad del ambiente sea tal que se prevean condensaciones en las superficies a pintar.

Art. 100.- PINTADO EN TALLER.- Todo elemento de la estructura, recibirá en el taller al menos una capa de imprimación antes de ser entregado a montaje.

Previamente a la imprimación antioxidante, se eliminará la posible cascarilla de laminación. La primera mano de impregnación antioxidante se dará en taller, dejando sin pintar las superficies que vayan a soldarse, en una anchura mínima de 5 cm. Desde el borde de la soldadura. No se dará nunca una segunda mano, sin haber realizado todas las uniones y aplicando sobre ellas la primera mano.

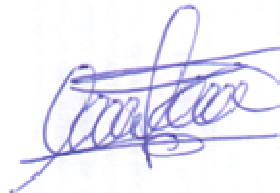
Las superficies que vayan a quedar unidas mediante tornillos de alta resistencia trabajando a rozamiento, no recibirán ninguna capa de protección.

Art. 101.- PINTADO EN OBRA.- Después de la inspección y aceptación de la estructura montada se limpiarán las cabezas de los tornillos, se picará la escoria y se limpiarán las zonas de las soldaduras efectuadas en obra, dando a continuación sobre todo ello la capa de imprimación con la misma pintura empleada en el taller.

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.

Javier Tarancón Alonso.





Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Industrial

Cálculo estructura nave industrial: Taller de
calderería

Estudio básico seguridad y salud

Autor/

Javier Tarancón Alonso

Director

Víctor Tabuena Cintora

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Año 2017

Índice

1	<u>Organización de la seguridad en la obra</u>	3
1.1	Servicios médicos	3
1.2	Reconocimiento médico.....	3
1.3	Formación en seguridad y salud	3
1.4	Teléfonos y direcciones	3
2	<u>Servicios para el personal</u>	3
2.1	Abastecimiento de agua.....	3
2.2	Vestuarios y aseos.....	3
2.3	Lavabos	4
2.4	Retretes	4
2.5	Duchas	4
2.6	Botiquines.....	4
2.7	Comedores.....	4
2.8	Instalaciones provisionales	4
3	<u>Instalaciones provisionales</u>	5
3.1	Instalación eléctrica provisional de obra	5
3.2	Protección contra incendios	6
4	<u>Seguridad en el proceso constructivo</u>	8
4.1	Acciones.....	8
4.1.1	Compactación y consolidación de terrenos	8
4.1.2	Ejecución de estructura metálica y colocación de chapas de cerramiento.....	10
4.1.3	Estructura de hormigón "in situ" (cimentación y muros).....	11
4.1.4	Saneamiento	13
4.2	Seguridad en los medios auxiliares.....	14
4.2.1	Plataformas elevadoras motorizadas	14
4.2.2	Camión pluma	15
4.2.3	Andamios tubulares.....	16
4.2.4	Andamios metálicos o torretas sobre ruedas.....	19
4.2.5	Tractel.....	20
4.2.6	Hormigonera	21
4.2.7	Carretilla mecánica.	22

Estudio básico de seguridad y salud

4.2.8	Sierra circular	23
4.2.9	Vibrador	24
4.2.10	Grupo de soldadura.....	24
4.2.11	Herramientas manuales.....	26
5	<u>Normativa</u>	<u>27</u>
6	<u>Presupuesto</u>	<u>30</u>
6.1	Capítulo 1: Protecciones individuales.....	30
6.2	Capítulo 2: Protecciones colectivas	31
6.3	Capítulo 3: Acotamientos	32
6.4	Capítulo 4: Higiene y bienestar.....	32
6.5	Capítulo 5: Señalización	33
6.6	Resumen presupuesto.....	34

1 Organización de la seguridad en la obra

1.1 Servicios médicos

La empresa constructora dispondrá de un Servicio Médico de Empresa propio o mancomunado.

1.2 Reconocimiento médico

Todo el personal que empiece a trabajar en la obra deberá pasar un reconocimiento médico, previo al trabajo, que será repetido en el período de un año.

1.3 Formación en seguridad y salud

Se impartirá formación en materia de Seguridad y Salud en el trabajo al personal de la obra. En el momento de su ingreso en la obra, todo el personal recibirá unas instrucciones adecuadas sobre el trabajo a realizar y los riesgos que pudiera entrañar el mismo.

1.4 Teléfonos y direcciones

Se deberá informar en la obra del emplazamiento de los diferentes Centros Médicos donde puede trasladarse a los accidentados para su más rápido y efectivo tratamiento. En la oficina de obra y local de vestuarios se colocará un listado con las direcciones y teléfonos de los centros asignados para urgencias, ambulancias, bomberos, así como de ambulatorios y hospitales donde trasladar a los accidentados.

2 Servicios para el personal

2.1 Abastecimiento de agua

Las empresas facilitarán a su personal en los lugares de trabajo agua potable.

2.2 Vestuarios y aseos

La empresa dispondrá en el centro de trabajo de cuartos de vestuarios y aseos para uso personal. Estarán formados por casetas prefabricadas de 6,00 x 2,35 m. con estructura metálica formada por perfiles plegados electrosoldados. Paredes compuestas por paneles sándwich desmontables termoaislantes, formados por chapa prelacada y poliuretano expandido. Techo formado por perfiles galvanizados. Suelo en chapa plegada galvanizada, aislamiento de poliestireno expandido y tablero aglomerado. Ventanas correderas de aluminio y puerta metálica.

La superficie mínima de los vestuarios será de 2 m² por cada trabajador, y tendrá una altura mínima de 2,30 m.

8 trabajadores x 2m² / trabajador = 16 m² de superficie útil

Estarán provistos de toma eléctrica de 220 v, radiador eléctrico, asientos y de armarios metálicos o de madera individuales para que los trabajadores puedan cambiarse y dejar además sus efectos personales, estarán provistos de llave, una de las cuales se entregará al trabajador y otra quedará en la oficina para casos de emergencia.

Número de taquillas: 1 ud. / trabajador = 8 taquillas

2.3 Lavabos

El número de grifos será, por la menos, de uno por cada diez usuarios. La empresa los dotará de toallas individuales o secadores de aire caliente, toalleros automáticos o toallas de papel, con recipientes.

Número de grifos: 1 ud. / 10 trabajadores = 1 unidad

2.4 Retretes

El número de retretes será de uno por cada 25 usuarios. Estarán equipados completamente y suficientemente ventilados. Las dimensiones mínimas de cabinas serán de 1x 1,20 y 2,30 m de altura.

Número de retretes: 1 ud. / 25 trabajadores = 1 unidad

2.5 Duchas

El número de duchas será de una por cada 10 trabajadores y serán de agua fría y caliente.

Número de duchas: 1 ud. / 10 trabajadores = 1 unidad

Los suelos, paredes y techos de estas dependencias serán lisos e impermeables y con materiales que permitan el lavado con líquidos desinfectantes o antisépticos con la frecuencia necesaria.

2.6 Botiquines

En el centro de trabajo se dispondrá de un botiquín con los medios necesarios para efectuar las curas de urgencia en caso de accidente, y estará a cargo de él una persona capacitada designada por la empresa.

2.7 Comedores

Casetas prefabricadas de 6,00 x 2,35 m. con estructura metálica formada por perfiles plegados electrosoldados. Paredes compuestas por paneles sándwich desmontables termo-aislantes, formados por chapa prelacada y poliuretano expandido. Techo formado por perfiles galvanizados. Suelo en chapa plegada galvanizada, aislamiento de poliestireno expandido y tablero aglomerado. Ventanas correderas de aluminio y puerta metálica. Toma eléctrica de 220V. Dispondrá de mesa, además de bancos y radiador eléctrico. Se mantendrá en perfecto estado de limpieza y dispondrá de los medios adecuados para calentar las comidas.

2.8 Instalaciones provisionales

Previo a la iniciación de los trabajos en la obra, debido al paso continuado de personal, se acondicionarán y protegerán los accesos, señalizando conveniente los mismos y protegiendo el contorno de actuación con señalizaciones del tipo:

PROHIBIDO APARCAR EN LA ZONA DE ENTRADA DE VEHICULOS

PROHIBIDO EL PASO DE PEATONES POR ENTRADA DE VEHICULOS

USO OBLIGATORIO DE CASCO Y CALZADO DE SEGURIDAD

PROHIBIDO EL PASO A TODA PERSONA AJENA A LA OBRA

3 Instalaciones provisionales

3.1 Instalación eléctrica provisional de obra

CONTADOR CAJA GENERAL DE PROTECCIÓN. ACOMETIDA

La alimentación del cuadro general eléctrico se realizará mediante conexión a la red general de fuerza de la empresa suministradora.

CUADRO GENERAL

Para alimentar las necesidades de abastecimiento eléctrico para la ejecución de las obras, se instalará un cuadro general que contará como mínimo de un interruptor de corte general, tantos interruptores automáticos magnetotérmicos como circuitos disponga, interruptores diferenciales de 300 mA para los circuitos de fuerza y 30 mA para los de alumbrado.

Se situará en un paramento vertical dentro de un armario convenientemente señalizado, con cierre por medio de candado o similar, estando la llave en posesión de la persona asignada para ello, y que será la responsable de mantenerlo permanentemente cerrado.

CUADROS SECUNDARIOS

Independientemente de cuadro general, se dispondrán dos o más cuadros secundarios de las mismas características que aquel, y que permitan la accesibilidad a cualquier punto de la obra.

CONDUCTORES

Los conductores de las instalaciones exteriores serán de 1000 V. de tensión nominal. Los interiores podrán ser de 440 V de tensión nominal.

Preferentemente se montarán aéreos y cuando esto no sea posible se dispondrán por el suelo próximos a los paramentos.

En zonas de paso de vehículos no se montarán por el suelo, a no ser que se protejan convenientemente.

ALUMBRADO

El alumbrado portátil tendrá mango aislante, el casquillo no será metálico y se alimentará a la tensión de 24 V.

Toda la instalación cumplirá con el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión.

A. RIESGOS MÁS FRECUENTES.

Heridas punzantes en manos.

Caída de personas en altura o al mismo nivel.

Descargas eléctricas de origen directo o indirecto.

Trabajos con tensión.

Intentar bajar sin tensión, pero sin cerciorarse de que está interrumpida.

Mal funcionamiento de los mecanismos y sistemas de protección.

Usar equipos inadecuados o deteriorados.

B. NORMAS BÁSICAS DE SEGURIDAD.

Cualquier parte de la instalación se considera bajo tensión, mientras no se compruebe lo contrario con aparatos destinados a tal efecto.

Los tramos aéreos serán tensados con piezas especiales entre apoyos. Si los conductores no pueden soportar la tensión mecánica prevista, se emplearán cables fiadores con una resistencia de rotura de 800 kg fijando a estos el conductor con abrazaderas.

Los conductores si van por el suelo, no se pisarán ni se colocarán materiales sobre ellos, protegiéndose adecuadamente al atravesar zonas de paso.

En la instalación de alumbrado estarán separados los circuitos de zonas de trabajo, almacenes, etc. Los aparatos portátiles estarán convenientemente aislados y serán estancos al agua.

Las derivaciones de conexión a máquinas se realizarán con terminales a presión, disponiendo las mismas de mando de marcha y parada. No estarán sometidas a tracción mecánica que origine su rotura.

Las lámparas de alumbrado estarán a una altura mínima de 2,50 metros del suelo, estando protegidas con cubierta resistente las que se puedan alcanzar con facilidad.

Las mangueras deterioradas se sustituirán de inmediato.

Se señalarán los lugares donde estén instalados los equipos eléctricos.

Se darán instrucciones sobre medidas a tomar en caso de incendio o accidente eléctrico.

Existirá señalización clara y sencilla, prohibiendo el acceso de personas a los lugares donde estén instalados los equipos eléctricos, así como el manejo de aparatos eléctricos a personas no designadas para ello.

C. PROTECCIONES PERSONALES.

Será obligatorio el uso de casco homologado de seguridad dieléctrica y guantes aislantes.

Comprobador de tensión, herramientas manuales con aislamiento. Botas aislantes, chaqueta ignífuga en maniobras eléctricas. Taimas, alfombrillas y pértigas aislantes.

D. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Mantenimiento periódico de la instalación, con revisión del estado de las mangueras, toma de tierras, enchufes, etc.

3.2 Protección contra incendios

Según la UNE-230/0, y de acuerdo con la naturaleza combustible, los fuegos se clasifican en las siguientes clases:

CLASE A.

Denominados también secos, el material combustible son materias sólidas inflamables como la madera, el papel, la paja, etc. a excepción de los metales.

La extinción de estos fuegos se consigue por el efecto refrescante del agua o de soluciones que contienen un gran porcentaje de agua.

CLASE B.

Son fuegos de líquidos inflamables y combustibles, sólidos o licuables.

Los materiales combustibles más frecuentes son: alquitrán, gasolina, asfalto, disolventes, resinas, pinturas, barnices, etc.

La extinción de estos fuegos se consigue por aislamiento del combustible del aire ambiente, o por sofocamiento.

CLASE C.

Son fuegos de sustancias que en condiciones normales pasan al estado gaseoso, como metano, butano, acetileno, hidrógeno, propano, gas natural.

Su extinción se consigue suprimiendo la llegada del gas.

CLASE D.

Son aquellos en los que se consumen metales ligeros inflamables y compuestos químicos reactivos, como magnesio, aluminio en polvo, limaduras de titanio, potasio, sodio, litio, etc.

Para controlar y extinguir fuegos de esta clase, es preciso emplear agentes extintores especiales, en general no se usarán ningún agente exterior empleado para combatir fuegos de la clase A, B-C, ya que existe el peligro de aumentar la intensidad del fuego a causa de una reacción química entre alguno de los agentes extintores y el metal que se está quemando.

En nuestro caso, la mayor probabilidad de fuego que puede provocarse a la clase A y clase B.

A. RIESGOS MÁS FRECUENTES.

Acopio de materiales combustibles.

Trabajos de soldadura

Trabajos de llama abierta.

Instalaciones provisionales de energía.

B. NORMAS BÁSICAS DE SEGURIDAD.

Prohibición de fumar en las proximidades de líquidos inflamables y materiales combustibles.

No acopiar grandes cantidades de material combustible. No colocar fuentes de ignición próximas al acopio de material. Revisión y comprobación periódica de la instalación eléctrica provisional. Retirar el material combustible de las zonas próximas a los trabajos de soldadura.

Durante la ejecución de la obra se situarán en puntos estratégicos los elementos reglamentarios de extinción hasta la instalación definitiva.

Las operaciones de soldadura u oxicorte contarán con extintores portátiles en las proximidades, para apagar los posibles conatos de incendio.

Además de los medios descritos anteriormente, consideramos que deben tenerse en cuenta otros medios de extinción, tales como el agua, la arena, herramientas de uso común (palas, rastrillos, picos, etc.).

Los caminos de evacuación estarán libres de obstáculos. Existirá la adecuada señalización, indicando los lugares de prohibición de fumar (acopio de líquidos combustibles), situación del extintor, camino de evacuación, etc.

Todas estas medidas, han sido consideradas para que el personal extinga en la fase inicial, si es posible, o disminuya sus efectos, hasta la llegada de los bomberos, los cuales, en todos los casos, serán avisados inmediatamente.

C. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Mantener libres de obstáculos las vías de evacuación, especialmente escaleras. Instrucciones precisas al personal de las normas de evacuación en caso de incendio. Existencia de personal entrenado en el manejo de medios de extinción de incendios.

Se dispondrá de los siguientes medios de extinción, basándose en extintores portátiles homologados y convenientemente revisados:

1 de CO₂ de 5 kg junto al cuadro general de protección.

1 de polvo seco ABC de 6 kg en la oficina de obra.

1 de CO₂ de 5 kg en acopio de líquidos inflamables.

1 de CO₂ de 5 kg en acoplo de herramientas, si las hubiera.

1 de polvo seco ABC de 6 kg en los tajos de soldadura o llama abierta.

4 Seguridad en el proceso constructivo

4.1 Acciones

4.1.1 Compactación y consolidación de terrenos

A. DESCRIPCIÓN DE TRABAJOS.

Movimientos de tierras y nivelación y preparación del terreno, para la correcta ejecución de la solera del edificio.

B. RIESGOS MÁS FRECUENTES.

Estudio básico de seguridad y salud

-En lo que respecta a movimiento de tierras y excavaciones, fundamentalmente en lo relativo a detección de cables subterráneos y sistemas de distribución, en lo relativo a evitar el riesgo de sepultamiento y el de inundaciones por irrupción accidental del agua.

Las zonas en las que puedan producirse desprendimientos de rocas o árboles con raíces descarnadas, sobre personas, máquinas o vehículos, deberán ser señalizadas, balizadas y protegidas convenientemente. Los árboles postes o elementos inestables deberán apuntalarse adecuadamente con tornapuntas y jabalcones. Si fuera preciso, habría que establecer un sistema de iluminación provisional de las zonas de paso y trabajo.

En verano proceder al regado previo de las zonas de trabajo que puedan originar

polvareda durante su remoción.

Los elementos estructurales inestables que puedan aparecer en el subsuelo deberán apearse y ser apuntalados adecuadamente, especialmente si se trata de construcciones de fábrica, mampuestos y argamasa o mortero u hormigón en masa.

Siempre que existan interferencias entre los trabajos de ataluzado y las zonas de circulación de peatones, máquinas o vehículos, se ordenarán y controlarán mediante personal auxiliar debidamente adiestrado, que vigile y dirija sus movimientos.

Se establecerá una zona de aparcamiento de vehículos y máquinas, así como un lugar de almacenamiento y acopio de materiales inflamables y combustibles (gasolina, gasoil, aceites, grasas, etc.) en lugar seguro fuera de la zona de influencia de los trabajos.

No se dañarán las raíces críticas de las plantas, arbustos, árboles que hay que tener en cuenta para su conservación, protección y/o mantenimiento posterior.

Se mantendrán las zonas de paso para personas y vehículos así como los acopios de materiales de excavación dentro de las distancias adecuadas, indicadas más adelante.

Riesgos

- Caídas de altura.
- Aplastamiento de manos y pies.
- Cortes en manos.
- Caídas de objetos.
- Atrapamiento.
- Golpes en manos, pies y cabeza.
- Partículas en los ojos

Medidas preventivas

- Los trabajos serán realizados por personal cualificado.
- Indicar en todo momento la situación de la zanja y proteger con un perímetro de seguridad.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Colocaremos barandillas perimetrales y en huecos para prevenir la caída de personal.

Zonas de trabajo limpias, ordenadas.

Los trabajos se realizarán por personal cualificado.

Usar el equipo personal completo y homologado.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Cinturones de seguridad homologados

Calzado homologado provisto de suelas antideslizantes.

Casco de seguridad homologado.

Mono de trabajo.

Gafas.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Uso de barandillas, cuerdas o cadenas con banderolas u otros elementos de señalización.

4.1.2 Ejecución de estructura metálica y colocación de chapas de cerramiento

A. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS.

La estructura será de hierro laminado en caliente tanto en pilares de sustentación como en dinteles. Para su ejecución, la preparación de las piezas deberá realizarse con arreglo a las buenas prácticas y usos de la construcción, cumpliendo los requisitos de la norma básica de la edificación CTE. Los hierros laminados serán perfectamente homogéneos y estarán exentos de soldadura, impurezas, pajas y motas u otros defectos de fabricación.

Los perfiles presentarán una textura fina y la superficie exterior estará limpia y desprovista de defectos.

B. RIESGOS MÁS FRECUENTES.

- Caídas de altura.
- Aplastamiento de manos y pies en la carga y descarga de material.
- Cortes en manos.
- Caídas de objetos.
- Atrapamiento por objetos pesados.
- Golpes en manos, pies y cabeza.
- Electrocuciiones, por contacto indirecto.
- Partículas en los ojos
- Quemaduras
- Vuelco de la estructura

C. MEDIDAS PREVENTIVAS

- Los trabajos serán realizados por personal cualificado.
- Evitar acopios de más de 1,50 m. de altura y a salvo de desmoronamientos. Apilar sobre durmientes de madera en capas.
- Los perfiles se apilarán en capas horizontales perpendiculares entre sí.
- Elevar las cargas longitudinales con doble eslinga y atados sus extremos con sogas que servirán a dos operarios para guiar el perfil en sus maniobras de ubicación "in situ" siguiendo las directrices de un tercero.
- Tender entre pilares cables de seguridad para amarrar el mosquetón del cinturón de seguridad que será usado durante los desplazamientos sobre las alas de las vigas o durante su estancia en la guindola de soldadura o las soldaduras de las correas.
- Evitar sobrevolar con las cargas los puestos de trabajo.
- Prevenir la caída de chispas sobre materias combustibles que puedan dar lugar a un incendio.
- Desconectar el grupo antes de dejar la pinza y el electrodo directamente en el suelo y ante cualquier pausa de consideración.
- Evitar el oxicorte en altura izando sólo los perfiles cortados a medida.
- Soldar en altura desde guindola de soldador o andamios metálicos tubulares de 60 cm de anchura con barandilla perimetral normalizada.
- Se evitará la permanencia de operarios bajo tajos de soldadura.
- Colocación de redes perimetrales para cubrir el riesgo de caídas por fachadas.

D. PROTECCIÓN PERSONAL

- Cinturón de seguridad clase "C" con arnés y dispositivo tipo paracaídas.
- Casco homologado.
- Guantes y calzado de seguridad. Y manoplas de soldador si fuese necesario
- Mono de trabajo.
- Pantalla antirradiaciones luminosas.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS

- Señales, en sitio visible, de obligación, prohibición y advertencia.
- Toma de tierra y protección diferencial de maquinaria eléctrica que no lleve doble aislamiento.
- Cables de seguridad tensados entre pilares en la dirección de los pórticos, para permitir el desplazamiento de los operarios en los trabajos de ejecución de correas.

4.1.3 Estructura de hormigón "in situ" (cimentación y muros)

A. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS.

Estudio básico de seguridad y salud

Se hormigonarán tanto las zapatas como los muros. Este hormigonado se realizará en dos fases, precediendo el hormigonado de zapatas al de los muros.

El hormigón se verterá con bomba.

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Caídas de altura y al mismo nivel por falta de orden y limpieza.

Cortes en manos.

Pisadas sobre objetos punzantes.

Golpes en manos, pies y cabeza.

Dermatitis por salpicaduras del vertido de hormigón.

Vuelcos de paquetes de material de encofrar durante su izado.

Atrapamientos y aplastamientos de manos y pies durante maniobras de ubicación de piezas.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Se esmerará el orden y la limpieza durante la ejecución de los trabajos.

MONTAJE

Habilitar un espacio para el acopio y clasificación de la ferralla.

Se instalará un cordón de balizamiento ante los huecos peligrosos.

Las herramientas de mano se llevarán enganchadas con mosquetón para evitar su caída a otro nivel.

Uso correcto de la sierra de disco. Evitando la proyección de partículas contra otros trabajadores.

Se prohíbe concentrar cargas de hormigón en un solo punto. El vertido se realizará extendiendo el hormigón con suavidad sin descargas bruscas, y en superficies amplias.

Se vigilará el buen comportamiento de los encofrados durante el vertido del hormigón, paralizándolos en el momento que se detecten fallos. No se reanuda el vertido hasta restablecer la estabilidad mermada.

DESENCOFRADO

El desencofrado se realizará siempre con ayuda de uñas metálicas realizándose siempre desde el lado del que no puede desprenderse la madera, es decir, desde el ya desencofrado.

Una vez desencofrada la planta, los materiales se apilarán correctamente y en orden. La madera debe ser desprovista de las puntas y apilada en zona que no sea de paso obligado del personal.

Los clavos o puntas existentes en la madera usada, se extraerán o remacharán.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Uso obligado de casco homologado.

Calzado de seguridad.

Gafas, guantes de goma y botas de goma durante el vertido del hormigón.

Cinturón de seguridad clase "C", si es obligado exponerse al vacío.

Mono de trabajo.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Acotamiento y señalización de la vertical de zanjas (para riostra) y excavaciones (para zapatas).

4.1.4 Saneamiento

A. DESCRIPCIÓN DE TRABAJOS.

Se realizará una instalación de saneamiento para evacuación de aguas de lluvia.

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Caídas al mismo y distinto nivel.

Cortes en las manos por objetos y herramientas.

Atrapamientos entre piezas pesadas.

Los inherentes al uso de equipos de soldar.

Pisadas sobre objetos punzantes o materiales.

Quemaduras.

Afecciones en la piel por contacto con colas para unión de tubos.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Ejecución de los trabajos por personal cualificado.

La iluminación eléctrica mediante portátiles se efectuará mediante "mecanismos estancos de seguridad" con mango aislante y rejilla de protección de la bombilla, alimentados a 24 voltios.

Se prohíbe el uso de mecheros y sopletes junto a materiales inflamables.

Se prohíbe abandonar los mecheros y sopletes encendidos.

Se evitará soldar con botellas o bombonas de gases licuados expuestos al sol.

Se repondrán las protecciones de los huecos de los forjados una vez realizado el aplomado de las conducciones verticales, los operarios que realicen estas tareas irán sujetos con cinturón de seguridad.

No usar como toma de tierra o neutro la canalización de fontanería.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco

Guantes de goma.

Botas de seguridad.

Ropa de trabajo.

Guantes de goma.

Traje para tiempo lluvioso (o para controlar fugas de agua).

Gafas de soldador.

Pantalla de soldadura.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Señalización de pruebas de puesta en servicio

Andamios y escaleras estables y seguros.

Extintor de polvo polivalente.

Pantallas antichispas en la proximidad de aislantes plásticos.

4.2 Seguridad en los medios auxiliares

4.2.1 Plataformas elevadoras motorizadas

A. DESCRIPCIÓN DE LOS MEDIOS AUXILIARES.

Una plataforma elevadora es un dispositivo mecánico diseñado para permitir realizar trabajos en diferentes alturas.

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Caídas a distinto nivel

Vuelco de la elevadora

Caída de materiales

Golpes atrapamiento

Contactos eléctricos directos o indirectos

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Comprobar que no hay ningún obstáculo en la dirección de movimiento y que la superficie de apoyo es resistente y sin desniveles.

Mantener la distancia de seguridad con obstáculos, escombros, desniveles, agujeros, rampas, etc., que comprometan la seguridad. Lo mismo se debe hacer con obstáculos situados por encima de la plataforma de trabajo.

La velocidad máxima de traslación adecuada con las características de la zona de trabajo.

No se debe elevar o conducir la plataforma con viento o condiciones meteorológicas adversas.

No manejar la plataforma de forma temeraria o distraída

No sobrecargar la plataforma de trabajo.

No utilizar la plataforma como grúa.

No sujetar la plataforma o el operario de la misma a estructuras fijas.

Cuando se esté trabajando sobre la plataforma el o los operarios deberán mantener siempre los dos pies sobre la misma.

Además deberán utilizar los arneses de seguridad debidamente anclados.

No se deben utilizar elementos auxiliares situados sobre la plataforma para ganar altura.

Cualquier anomalía detectada por el operario que afecte a su seguridad o la del equipo debe ser comunicada inmediatamente y subsanada antes de continuar los trabajos.

Está prohibido alterar, modificar o desconectar los sistemas de seguridad del equipo.

No subir o bajar de la plataforma si está elevada utilizando los dispositivos de elevación o cualquier otro sistema de acceso.

No utilizar plataformas en el interior de recintos cerrados, salvo que estén bien ventilados

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco

Guantes de goma.

Botas de seguridad.

Ropa de trabajo.

Gafas

Arnés de seguridad

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

La zona de trabajos de la plataforma quedará totalmente vallada impidiendo el paso todo el personal ajeno a los trabajos con ella.

4.2.2 Camión pluma

A. DESCRIPCIÓN DE LOS MEDIOS AUXILIARES.

Un camión grúa es aquel que lleva incorporado en su chasis una grúa, que se utiliza para cargar y descargar mercancías en el propio camión, o para desplazar dichas mercancías dentro del radio de acción de la grúa.

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Vuelco de la grúa.

Atrapamientos.

Desplome de la carga.

Golpes por la carga.

Quemaduras (mantenimiento).

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Antes de comenzar la maniobra de carga, se comprobará el perfecto funcionamiento de todos los elementos de la botonera.

La superficie de apoyo de la grúa estará horizontal, con sus contrapesos perfectamente asentados, la suspensión de cargas de se hará con especial cuidado por el especialista destinado para la citada misión.

Se prohíbe utilizar la grúa para realizar tiros sesgados de la carga ni para arrastrarla, por ser maniobras no seguras.

Se prohíbe expresamente, sobrepasar la carga máxima admitida por el fabricante de la grúa, en función de la longitud en servicio del brazo.

Nadie permanecerá bajo las cargas suspendidas ni se realizarán trabajos dentro del radio de acción de las cargas.

El gancho de la grúa estará dotado de pestillo de seguridad, en prevención del riesgo de desprendimiento de la carga.

El gruista tendrá la carga suspendida siempre a la vista. Si no fuera posible, las maniobras estarán expresamente auxiliadas por un señalista.

Las maniobras de carga y descarga estarán dirigidas por un especialista que será el único en dar órdenes al gruista, en previsión de maniobras incorrectas.

Se tendrá en cuenta la existencia de líneas de alta tensión para cualquier tipo de desplazamiento o movimiento en su zona de influencia.

Se prohibirá terminantemente acercarse a distancias no reglamentarias.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco (para salir de la cabina)

Calzado antideslizante.

Buzo o ropa de trabajo adecuada.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

La zona de trabajos del camión pluma quedará totalmente vallada impidiendo el paso todo el personal ajeno a los trabajos de elevación y montaje.

4.2.3 Andamios tubulares

A. DESCRIPCIÓN DE LOS MEDIOS AUXILIARES.

Andamios apoyados en suelo firme, formados por elementos tubulares debidamente arriostrados entre sí y anclados a puntos fijos para evitar el vuelco. Se formarán plataformas de trabajo apoyadas sobre los elementos metálicos, de 3 tablones de 20x7 cm, unidos entre sí, con zócalo o 2 pisos de 30 cm cada una y barandilla de 90 cm de altura formada por pasamanos y listón intermedio.

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Caídas al vacío, al uso o durante el montaje desmontaje.

Atrapamientos durante el montaje.

Caídas de objetos.

Golpes con objetos o los propios elementos en el montaje.

Vuelco del andamio por defecto de apoyo o falta de arriostramiento.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

No depositar pesos violentamente sobre los andamios.

No acumular demasiada carga ni demasiadas personas en un mismo punto.

Mantener las andamiadas libres de obstáculos y evitar movimientos violentos sobre ellas.

Los andamios se arriostarán para evitar movimientos que puedan hacer perder el equilibrio de los trabajadores.

Antes de subir a los andamios revisar la estabilidad de la estructura.

Los elementos verticales o pies derechos de los andamios se apoyarán sobre tabloncillos de reparto de cargas.

Los pies derechos de los andamios en las zonas de terreno inclinado se suplementarán mediante husillos.

Las plataformas de trabajo tendrán un mínimo de 60 cm. de anchura (equivalente a tres tabloncillos) y estarán firmemente ancladas a sus apoyos para evitar deslizamientos o vuelco.

Las plataformas de trabajo ubicadas a 2 o más metros de altura estarán protegidas mediante barandilla perimetral reglamentaria de 90 cm. de altura formada por pasamanos, listón intermedio y zócalo de 15 cm, o bien mediante red vertical tensa que cubra toda la altura de la zona donde se trabaja.

Si la plataforma de trabajo está formada por tabloncillos de madera, éstos carecerán de defectos visibles y de nudos que mermen su resistencia. Además estarán limpios, de forma que puedan apreciarse los posibles defectos por uso.

No abandonar sobre las plataformas objetos o herramientas para evitar tropiezos y caídas sobre personas.

No arrojar escombros desde los andamios.

No fabricar morteros o similares directamente sobre las plataformas de los andamios.

La distancia de separación entre un andamio y el paramento vertical de trabajo no será superior a 25 cm. en prevención de caídas.

Se prohíbe "saltar" de la plataforma del andamio al interior del edificio. El paso se realizará mediante una pasarela instalada al efecto.

Estudio básico de seguridad y salud

Se establecerán a lo largo y ancho de los paramentos verticales puntos fuertes de seguridad en los que arriostrar los andamios.

Los andamios se inspeccionarán diariamente por el encargado, el capataz o el vigilante de seguridad, antes del inicio de los trabajos para prevenir fallos o falta de medidas de seguridad.

Durante el montaje no se iniciará un nuevo nivel sin antes haber concluido el nivel inferior con todos los elementos de estabilidad, cruces de San Andrés y arriostramientos, instalados.

Las barras, módulos tubulares y tabloneros, se izarán mediante sogas de cáñamo atadas con nudos de marinero (o mediante eslingas normalizadas).

Las plataformas de trabajo se consolidarán inmediatamente tras su formación, mediante las abrazaderas de sujeción contra basculamientos.

Los tornillos de las mordazas se apretarán por igual, realizándose una inspección del tramo ejecutado antes de iniciar el siguiente en prevención de los riesgos por la existencia de tornillos flojos, o de falta de alguno de ellos.

Las uniones entre tubos se efectuarán mediante los nudos" o "bases' metálicas, o bien mediante las mordazas y pasadores previstos, según los modelos comercializados.

Los módulos de fundamento de los andamios tubulares, estarán dotados de

husillos de nivelación, con el fin de garantizar una mayor estabilidad del conjunto.

Las plataformas de apoyo de los husillos se clavarán a los tabloneros de reparto clavos de acero, hincados a fondo y sin doblar.

Se prohíbe expresamente el apoyo de los andamios tubulares sobre suplementos formados por bidones, pilas de materiales diversos, torretas de maderas diversas y asimilables.

Se prohíbe trabajar sobre plataformas dispuestas sobre la coronación de andamios tubulares, si antes no se han cercado con barandillas sólidas de 90 cm. de altura formadas por pasamanos, barra intermedia y zócalo.

Los andamios tubulares sobre módulos con escalerilla lateral, se montarán con ésta hacia la cara exterior, es decir, hacia la cara en la que no se trabaja.

Se señalarán y protegerán las zonas próximas a la vertical de los andamios para evitar accidentes producidos por la caída de objetos.

Se prohíbe, como regla general, trabajar en la vertical bajo los andamios, al tiempo con los trabajos que en estos se ejecutan.

Si excepcionalmente fuera preciso trabajar bajo la zona de peligro de caída de objetos desde andamios se instalarán viseras resistentes de protección que sobrepasen ampliamente la zona de riesgo.

El acceso a los andamios se realizará por escaleras bien fijadas en ambos extremos y con protección anticaídas.

El personal que trabaje sobre andamios en alturas superiores a los 2 m. usará cinturón de seguridad anclado a un punto sólido y fijo del andamio.

Se prohíbe el uso de andamios .sobre pequeñas borriquetas apoyadas sobre las plataformas de trabajo de los andamios tubulares.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Las especificadas al final de este capítulo comunes a todos los medios auxiliares.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Las especificadas al final de este capítulo comunes a todos los medios auxiliares.

4.2.4 Andamios metálicos o torretas sobre ruedas

A. Descripción DE LOS MEDIOS AUXILIARES.

Andamios apoyados en suelo firme con ruedas para hacer más fácil su desplazamiento y dispositivos de bloqueo para estabilizarlo después del transporte. Están formados por elementos tubulares debidamente arriostrados entre sí. Se formarán plataformas de trabajo apoyadas sobre los elementos metálicos, de 3 tablones de 20x7 cm, unidos entre sí, con zócalo o 2 pisos de 30 cm cada una.

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Caídas al vacío, al uso o durante el montaje desmontaje y desplazamiento.

Atrapamientos durante el montaje.

Caídas de objetos.

Golpes con objetos o los propios elementos en el montaje.

Vuelco del andamio por defecto de apoyo o falta de arriostamiento.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Las plataformas de trabajo se consolidaran inmediatamente tras su formación mediante las abrazaderas de sujeción contra basculamientos.

Mantener libre de objetos, herramientas, materiales o personas durante el

movimiento del andamio Las plataformas de trabajo en andamios sobre ruedas tendrán un ancho mínimo de 60 cm.

Las plataforma de trabajo de las torretas sobre ruedas tendrán la anchura máxima (no inferior a 60 cm.) que permita la estructura del andamio, con el fin de hacerlas más seguras y operativas.

La altura de la plataforma no será superior a 3 veces el lado menor, en planta, de la base, como norma general. (Esta altura se podrá aumentar siempre y cuando la estructura del andamio o torreta se arriestre horizontalmente a puntos fijos de la estructura del edificio o construcción de forma que se garantice totalmente su estabilidad).

En la base, a nivel de las ruedas, se montarán dos barras de seguridad en diagonal para hacerla indeformable y estable.

Cada dos módulos montados en altura se instalarán, de forma alternativa, una barra diagonal de estabilidad vista en planta.

Las plataformas de trabajo estarán protegidas perimetralmente con barandilla de seguridad reglamentaria.

Se prohíbe el montaje de andamios de borriquetas encima de plataformas de andamios o torretas sobre ruedas.

Se prohíbe hacer pastas directamente sobre las plataformas de trabajo en prevención de accidentes debidos a la existencia de superficies resbaladizas.

Los materiales se repartirán uniformemente sobre las plataformas de trabajo, evitando sobrecargas.

Las cargas se izarán hasta la plataforma de trabajo mediante garruchas montadas sobre horcas tubulares sujetas mediante un mínimo de 2 bridas al andamio o torreta.

Se prohíbe arrojar escombros directamente desde el andamio o torreta sobre ruedas. Los escombros se descenderán en el interior de cubos y mediante la garrucha de izado y descenso de cargas.

Bajo régimen de fuertes vientos queda prohibido trabajar en exteriores sobre estos andamios.

Se prohíbe transportar personas o materiales mediante los andamios o torretas sobre ruedas durante el cambio de ubicación de éstos.

Se prohíbe subir o realizar cualquier trabajo desde las plataformas de los andamios sobre ruedas sin haber bloqueado previamente las ruedas mediante los frenos antirrodamiento o dispositivos de bloqueo.

Se prohíbe apoyar los andamios o torretas sobre ruedas directamente en soleras no firmes (tierras, pavimentos frescos, jardines, etc.).

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Las especificadas al final de este capítulo comunes a todos los medios auxiliares.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Las especificadas al final de este capítulo comunes a todos los medios auxiliares.

4.2.5 Tractel

A. DESCRIPCIÓN DE LOS MEDIOS AUXILIARES.

Se utilizarán trácteles para el arriostamiento de las vigas, hasta la colocación de las correas.

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Golpes durante la manipulación.

Atrapamientos de dedos.

Rotura del elemento por fatiga

Rotura del elemento por mal estado

Deslizamiento de la sujeción

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

La presión se ejercerá de dos trácteles opuestos y al mismo tiempo para evitar desplomes.

Se revisarán antes de cada obra

Se utilizarán guantes durante su manipulación.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Ropa de trabajo.

Casco de seguridad

Calzado antideslizante.

Guantes.

4.2.6 Hormigonera

B. RIESGOS MÁS FRECUENTES.

Contacto eléctrico.

Golpes por elementos móviles

Atrapamientos

Vuelco.

Polvo

Ruido.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Situar la máquina en terreno llano y seco donde no estorbe el paso de vehículos y personal y esté resguardo de golpes y caídas; nivelarla y anclarla.

Mantener recubiertas las partes móviles: carcasas de poleas, cadenas y correas de transmisión y con las palas de la cuba.

Dotar a la máquina de puesta a tierra y protección diferencial, así como de cables de alimentación aislados contra contactos directos y aislamiento antihumedad.

La máquina dispondrá de conmutador accesible y protegido contra la intemperie y los golpes.

Efectuar únicamente las operaciones de limpieza, engrase y reparación a máquina parada y desconectada de la red.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco.

Mono.

Guantes de goma.

Calzado impermeable clase

Mascarilla.

Gafas en vertido de hormigones.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS

Protección eléctrica diferencial y toma de tierra.

Carcasa y rejillas.

Anclajes eventuales.

4.2.7 Carretilla mecánica.

B. RIESGOS MÁS FRECUENTES.

Caída de la carga.

Atropellos.

Vuelco.

Golpes.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Revisión y mantenimiento periódico del aparato.

Asignar el manejo de este vehículo a personas con carné de conducir.

Evitar la circulación de este vehículo fuera del recinto de la obra.

No transportar personal en el vehículo.

No hacer modificaciones sobre la máquina y sus elementos con vistas a forzar su alcance o capacidad.

Evitar maniobras bruscas.

Transportar las cargas con la horquilla baja y el mástil inclinado hacia la máquina.

Si la carga dificulta la visibilidad del conductor, circular marcha atrás.

En pendientes, subir de frente y bajar marcha atrás.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco.

Mono.

Calzado impermeable en áreas húmedas.

Gafas

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Pórtico antivuelco.

Bocina.

Retrovisores.

Luces delanteras y traseras.

4.2.8 Sierra circular

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Golpes por retroceso de la madera.

Cortes y amputaciones en manos.

Contactos eléctricos.

Proyección de partículas de madera.

Incendios.

Ruido.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Restringir el manejo de esta máquina al mínimo personal posible, prohibiendo su uso a los demás.

Situar la máquina en terreno llano y seco, donde no estorbe el paso de vehículos y personal y esté a resguardo de golpes y caídas. Situar un extintor en las proximidades.

Mantener recubiertas las partes móviles: carcasa en poleas y parte interior del disco y caperuza en la superior, con su cuchillo divisor.

Dotar la máquina de puesta a tierra, protección diferencial, cables de alimentación aislados y mando doble para-marcha protegido y fácilmente accesible.

Utilizar únicamente el disco adecuado a la máquina con el dentado y trisque

indicados para la madera a cortar, sustituyéndolo en cuanto presente muestras de desgaste o deformación (patine, humee, le falten dientes, aparezcan manchas de recalentamiento o grietas ...).

En el corte de piezas de reducido tamaño, ayudarse de empujadores a fin de mantener las manos alejadas del disco.

Antes de aserrar una pieza, cerciorarse de que no tiene clavos o pegotes de cemento.

Recoger inmediatamente en recipiente apropiado los recortes producidos.

Asegurar el traslado de esta máquina con grúa de forma equilibrada (cuatro anclajes) y manteniendo la horizontalidad.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Mono casco guantes y calzado adecuados.

Gafas o pantalla antipartículas.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Protección eléctrica diferencial y toma de tierra.

Carcasa cubriendo las transmisiones y parte inferior del disco.

Cuchillo divisor.

Caperuza de cubrición superior y lateral del disco.

Interruptor doble para-marcha.

Empujadores.

Recipiente para recortes.

Extintor para fuegos de tipo A o polivalente.

4.2.9 Vibrador

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Descargas eléctricas.

Caídas de altura.

Salpicaduras de lechada en ojos.

Vibraciones.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

La operación de vibrado se realizará siempre desde una posición estable.

La manguera de alimentación desde el cuadro eléctrico estará protegida, si discurre por zonas de paso.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco homologado.

Mono.

Botas de goma.

Impermeable en tiempo de lluvia.

Guantes.

Gafas para protección contra las salpicaduras.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Barandillas en huecos verticales y horizontales.

Estará prohibido el uso de cuerdas con banderolas de señalización, a manera de protección, aunque se pueden emplear para delimitar zonas de trabajo.

4.2.10 Grupo de soldadura

B. RIESGOS MAS FRECUENTES.

Contacto directo en circuito de entrada o circuito secundario.

Contacto indirecto en cuerpo de máquina.

Humos, gases y radiaciones.

Incendios y quemaduras.

Caídas de altura y al mismo nivel.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Situar el grupo en terreno llano y seco, donde no obstruya el paso de personal ni vehículos y esté a resguardo de golpes y caídas.

Asegurar el aislamiento eléctrico de cables y conexiones evitando contactos directos.

El circuito de alimentación debe estar protegido por interruptor diferencial de 300mA. si se dispone de una buena toma de tierra, o de 30 mA. en caso contrario.

Conectar igualmente a tierra la carcasa metálica del grupo aunque se disponga de protección diferencial en el circuito de alimentación, ya que el interruptor diferencial no protege al circuito secundario.

Asegurar una protección eficaz contra las radiaciones ultravioleta, visibles e infrarrojos de la soldadura tanto del soldador como de terceras personas que pudieran hallarse en las proximidades.

Asegurar igualmente una eficaz protección del soldador y del lugar de trabajo y su entorno contra los gases y humos de la soldadura, contra las chispas y proyecciones de metal fundido, especialmente en presencia de atmósferas explosivas y de materiales inflamables o especialmente combustibles, depósitos, silos, alcantarillas y en subterráneos en general, almacenamientos de combustibles, pinturas y productos plásticos. Esto incluye el análisis de explosividad del aire ambiente en circuitos cerrados que hayan contenido o contengan alguno de estos productos.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco y botas.

Mono ajustado.

Complementos de soldar al completo: pantalla con vidrio filtrante, guantes, mandil y polainas y manguitos de cuero.

Equipo de ayudante igual que el del soldador.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Protección mecánica de los cables, especialmente en zonas de paso.

Protección diferencial y tierra del circuito de alimentación.

Puesta a tierra de la carcasa metálica del grupo.

Pinza portaelectrodos y cables del secundario debidamente aislados.

Eventualmente, limitadores de la tensión del equipo en vacío.

Pantallas antirreflectantes ignífugas.

Planchas parachispas bajo el punto de soldeo.

Recipientes de recogida de recortes metálicos y puntas de electrodo.

Señales de indicación.

4.2.11 Herramientas manuales

En este grupo se incluyen las siguientes: taladro percutor, martillo rotativo, pistola clavadora, lijadora, disco radial, rozadora y utillaje manual.

B. RIESGOS MÁS FRECUENTES.

Descargas eléctricas.

Proyección de partículas.

Caídas de altura.

Ambiente ruidoso.

Generación de polvo.

Explosiones e incendios.

Cortes.

Quemaduras.

C. NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD.

Zonas de trabajo limpias y ordenadas.

Todas las herramientas eléctricas .Serán de doble aislamiento.

El personal que utilice estas herramientas ha de conocer las instrucciones de uso.

Las herramientas serán revisadas periódicamente, de manera que se cumplan las instrucciones de conservación del fabricante.

Estarán acopiadas en el almacén de obra, al que deben llevarse una vez finalizado el trabajo, colocando las más pesadas en las baldas más próximas al suelo.

La desconexión de las herramientas no se hará con un tirón brusco.

No se usará una herramienta eléctrica sin enchufe; si hubiera necesidad de

emplea manguera de extensión, éstas se harán de la herramienta al enchufe y nunca a la inversa.

Los trabajos con estas herramientas se realizarán siempre en posición estable y segura.

Depositar siempre utillaje de forma estable y segura y a salvo de caídas.

D. PROTECCIONES PERSONALES.

Casco de seguridad y guantes de cuero.

Protecciones auditivas y oculares en el empleo de la pistola clavadora y martillo percutor.

Cinturón de seguridad para trabajos en altura.

Mascarilla antipolvo.

E. PROTECCIONES COLECTIVAS.

Utilizar en lo posible las herramientas homologadas y adecuadas al uso que se destinan. Utilizar preferentemente maquinaria de doble aislamiento.

Dotar de toma de tierra la maquinaria que no sea de doble aislamiento.

5 Normativa

Prevención de Riesgos Laborales

Prevención de Riesgos Laborales – Ley 31/95, de 8/3/95 – B.O.E. 269 de 10/11/95.

Disposiciones mínimas de Seguridad y Salud en las obras de construcción – R.D. 1627/97 – B.O.E. 256, de 25/10/97.

Reglamento de los Servicios de Prevención – R.D. 39/97, de 17/1/97 – B.O.E. 27 de 31/1/97.

Disposiciones mínimas de Seguridad y Salud relativas a la manipulación manual de cargas de que entrañe riesgos, en particular, dorsolumbares, para los trabajadores – R.D. 487/97 de 14/4/97 – B.O.E. 97 de 23/4/97.

Disposiciones mínimas de Seguridad y Salud relativas al trabajo con equipos que incluyen pantallas de visualización – R.D. 488/97 de 14/4/97 – B. O.E. 97 de 23/4/97.

Estatuto de los Trabajadores

Real Decreto Legislativo 1/1995 de 24/3/95 – Texto refundido en la Ley del Estatuto de los Trabajadores.

Accidentes de Trabajo

Modelo para la notificación e instrucciones para su cumplimentación y tramitación – O.M. 16/12/87 – B.O.E. 311 de 29/12/87 – Corrección de errores B.O.E. 52 de 7/3/88.

Régimen de funcionamiento de las Mutuas de Accidentes de Trabajo y Enfermedades Profesionales de la Seguridad Social en el desarrollo de actividades de Prevención de riesgos laborales – O. 22/4/97 – B.O.E. 98 de 24/4/97.

Actividades molestas, insalubres, nocivas y peligrosas

Reglamento D. 2414/61, de 30/11/61 – B.O.E. 292 de 7/12/61 – Corrección de errores B.O.E. 57 de 7/3/62.

Instrucciones Técnicas Complementarias sobre el Reglamento O. 15/3/63 – B.O.E. 79 de 2/4/63.

Protección de los trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes biológicos durante el trabajo, R.D. 664/97, de 12/5/97 – B.O.E. 124 de 24/5/97.

Protección de los trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes cancerígenos durante el trabajo, R.D. 665/97, de 12/5/97 – B.O.E. 124 de 24/5/97.

Ordenanzas Municipales de Prevención de Incendios.

Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo – Título II – Capítulo VII – Prevención y extinción de Incendios – O.M. 9/3/71 – B.O.E. 64 y 65 de 16-17/3/71 – Corrección de errores B.O.E. 16/4/71.

Ruido

Protección de los trabajadores frente a los riesgos derivados de la exposición al ruido durante el trabajo – R.D. 1316/89 de 27/10/89 – B.O.E. 263 de 2/11/89 – Corrección de errores B.O.E. 295 de 9/12/89.

Determinación y limitación de la potencia acústica admisible de determinado material y maquinaria de obra – R.D. 245/89 de 27/2/89 – B.O.E. 60 de 11/3/89.

Modificación del Anexo I del R.D. 245/89 – O.M: 17/11/89 – B.O.E. 288 de 1/12/89.

Modificación del Anexo I del R.D. 245/89 – O.M. 18/7/91 – B.O.E. 178 de 26/7/91.

Seguridad en máquinas

Disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo – R.D. 1215/97 de 18/7/97 – B.O.E. 188 de 7/8/97.

Reglamento R.D. 1945 de 26/5/86 – B.O.E. 173 de 21/7/86 – Corrección de errores B.O.E. 238 de 4/10/86.

Modificación de los Artículos del Reglamento 31 y 141 – R.D. 590/89 de 19/5/89 – B.O.E. 132 de 3/6/89.

Aproximación de las Legislaciones de los Estados miembros sobre máquinas – R.D. 1435/92 – B.O.E. de 11/12/92.

Señalización Provisional

Señalización, balizamiento, defensa, limpieza y terminación de obras fijas en vías fuera de poblado (INSTRUCCIÓN 8.3. – IC) – O.M. 31/8/87 – B.O.E. 224 de 18/8/87. Ordenes circulares del M.O.P.T.M.A. y otras disposiciones de aplicación publicadas por el Ministerio de Fomento.

Equipos de protección individual

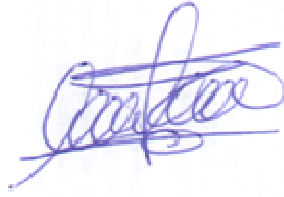
Disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la utilización por los trabajadores de los equipos de protección individual – R.D. 773/97 de 30/5/97 – B.O.E. 140 de 12/6/97.

Condiciones para la comercialización y libre circulación intracomunitaria R.D. 1407/92 de 20/11/92 – B.O.E. 297 de 11/12/92.

Corrección de errores – B.O.E. 47 de 24/2/93.

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Javier Tarancón Alonso', is centered on the page. The signature is fluid and cursive, with a prominent loop at the end.

Javier Tarancón Alonso.

6 Presupuesto

6.1 Capítulo 1: Protecciones individuales

PROTECCIONES PARA LA CABEZA

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
1.01.01	Ud	Casco de seguridad homologado	12	3,05	36,60
1.01.02	Ud	Pantalla seguridad soldador	2	12,31	24,62
1.01.03	Ud	Pantalla seguridad con casco soldador	2	18,80	37,60
1.01.04	Ud	Pantalla protección contra partículas	2	13,25	26,50
1.01.05	Ud	Pantalla malla metálica	2	13,88	27,76
1.01.06	Ud	Gafas contra impactos	12	11,36	136,32
1.01.07	Ud	Gafas antipolvo	12	2,52	30,24
1.01.08	Ud	Mascarilla antipolvo	12	2,84	34,08
1.01.09	Ud	Filtro recambio mascarilla antipolvo	5	0,69	3,45
1.01.10	Ud	Protectores auditivos	12	7,89	94,68
				Total	451,85 €

PROTECCIONES PARA EL CUERPO

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
1.02.01	Ud	Mono de trabajo	12	14,20	170,40
1.02.02	Ud	Impermeable	12	7,20	86,40
1.02.03	Ud	Mandil de cuero soldador	2	14,70	29,40
1.02.04	Ud	Chaleco reflectante	12	18,93	227,16
1.02.05	Ud	Arnés seguridad amarre dorsal y torsal	4	34,20	136,80
1.02.06	Ud	Cinturón porta herramientas	10	22,09	220,90
				Total	871,06 €

PROTECCIONES LAS EXTREMIDADES SUPERIORES

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
1.03.01	Ud	Par de guantes de goma	5	1,19	5,95
1.03.02	Ud	Par de guantes de neopreno 100%	5	2,52	12,60
1.03.03	Ud	Par de guantes de serraje	12	2,65	31,80
1.03.04	Ud	Par de guantes para soldador	2	7,89	15,78
1.03.05	Ud	Par de guantes aislante eléctrico	2	28,40	56,80
				Total	122,93 €

PROTECCIONES LAS EXTREMIDADES INFERIORES

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
1.04.01	Ud	Par de botas seguridad	12	37,56	450,72
1.04.02	Ud	Par de botas de agua	4	11,99	47,96
1.04.03	Ud	Par de polainas soldador	2	10,41	20,82
				Total	519,50 €

RESUMEN CAPÍTULO

				Total capítulo	1.445,84 €
--	--	--	--	-----------------------	-------------------

6.2 Capítulo 2: Protecciones colectivas

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
2.01.01	Ud	Extintor polvo ABC 6kg	2	54,21	108,42
2.01.02	Ud	Extintor CO2 5kg	2	76,86	153,72
2.01.03	m2	Red seguridad anticaídas	780	1,56	1216,80
2.01.04	m	Línea de vida provisional	120	2,48	297,60
2.01.05	Ud	Tapa provisional huecos	10	32,29	322,90
2.01.06	Ud	tapa provisional arqueta	10	16,20	162,00
				Total	2.261,44 €

6.3 Capítulo 3: Acotamientos

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
3.01.01	m	Cinta balizamiento reflectante	1500	0,10 €	150,00
3.01.02	Ud	Valla metálica móvil 3,50x1,90	50	7,47 €	373,50
3.01.03	Ud	Valla amarilla 2,30x1,10	30	9,38 €	281,40
				Total	804,90 €

6.4 Capítulo 4: Higiene y bienestar

INSTALACIONES PROVISIONALES

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
4.01.01	Mes	Caseta prefabricada aseos	1,5	180,46	270,69
4.01.02	Mes	Caseta prefabricada vestuarios	1,5	113,07	169,61
4.01.03	Mes	Caseta prefabricada comedor	1,5	205,49	308,24
				Total	748,53 €

ACOMETIDAS PROVISIONALES

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
4.02.01	Ud	Acometida provisional elect. caseta	1	99,45	99,45
4.02.02	Ud	Acometida provisional fontan. caseta	1	87,75	87,75
4.02.03	Ud	Acometida provisional saneam. caseta	1	72,81	72,81
				Total	260,01 €

MOBILIARIO

Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
4.03.01	Ud	Botiquín de obra	1	21,43	21,43
4.03.02	Ud	Reposición de botiquín	1	41,15	41,15
4.03.03	Ud	Microondas 18l y 800W	1	84,03	84,03
4.03.04	Ud	Mesa melamina 10 Personas	1	191,65	191,65
				Total	338,26 €

RESUMEN CAPÍTULO

				Total capítulo	1.346,80 €
--	--	--	--	-----------------------	-------------------

6.5 Capítulo 5: Señalización

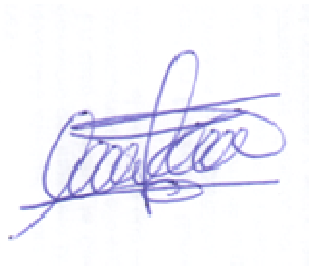
Código	Unidad	Resumen	Cantidad	Precio unitario (€/ud)	Precio total (€)
5.03.01	Ud	Señal de "Stop"	2	40,92	81,84
5.03.02	Ud	Cartel riesgo 0,3x0,3m	2	19,81	39,62
5.03.03	Ud	Cartel "Uso obligatorio casco, calzado, gafas"	2	15,42	30,84
5.03.04	Ud	Cartel "Prohibido paso a obra"	1	6,14	6,14
5.03.05	Ud	Cartel "Peligro obras"	1	6,14	6,14
				Total	164,58 €

6.6 Resumen presupuesto

Capítulo 1: Protecciones individuales	1.965,34 €
Capítulo 2: Protecciones colectivas	2.261,44 €
Capítulo 3: Acotamientos	804,90 €
Capítulo 4: Higiene y bienestar	1.346,80 €
Capítulo 5: Señalización	164,58 €
Total capítulos	6.543,06 €
Total + Costes indirectos (6%)	6.935,64 €

Zaragoza, Septiembre de 2017.

El Ingeniero Industrial.



Javier Tarancón Alonso.



Universidad
Zaragoza

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Industrial

Cálculo estructura nave industrial: Taller de
calderería

Anejo: Cálculos estructurales

Autor/

Javier Tarancón Alonso

Director

Víctor Tabuena Cintora

ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Año 2017

Índice

1	Bases de cálculo	16
1.1	Introducción.....	16
1.2	Normativa	16
1.3	Materiales.....	16
1.4	Coeficientes de seguridad	17
1.4.1	Coeficientes de seguridad: acciones.....	17
1.4.2	Coeficientes de seguridad: simultaneidad acciones	18
1.4.3	Coeficientes de seguridad: acero estructural.....	18
1.4.4	Coeficientes de seguridad: acero armaduras pasivas.....	18
1.4.5	Coeficientes de seguridad: hormigón	18
1.5	Combinación de acciones	19
1.5.1	Situaciones persistentes o transitorias	19
1.5.2	Situación extraordinaria: acción accidental no sísmica	19
1.5.3	Situación extraordinaria: acción accidental sísmica	19
1.5.4	Aptitud al servicio: Combinación característica	19
1.5.5	Aptitud al servicio: Combinación frecuente	19
1.5.6	Aptitud al servicio: Combinación casi permanente	19
1.6	Ambiente recubrimiento y fisuración.....	19
2	Características geotécnicas.....	19
3	Geometría	20
4	Acciones.....	22
4.1	Peso propio	22
4.2	Sobrecarga se uso	22
4.2.1	Sobrecarga se uso: Cubierta.....	22
4.2.2	Sobrecarga se uso: Puente grúa	23
4.3	Viento	24
4.3.1	Presión dinámica de viento.....	24
4.3.2	Coeficiente de exposición	25
4.3.3	Coeficiente eólico o de presión	26
4.3.3.1	<i>Direcciones de viento.....</i>	<i>26</i>
4.3.3.2	<i>Coeficientes de presión interior.....</i>	<i>28</i>

4.3.3.3	<i>Paramentos verticales (fachadas)</i>	30
4.3.3.4	<i>Paramentos cubierta</i>	30
4.3.3.5	<i>Coeficientes de presión exterior</i>	31
4.3.4	Hipótesis de viento.....	32
4.3.5	Carga de viento por superficie.....	32
4.4	Nieve	33
5	<u>Cálculo cerramiento</u>	35
5.1	Introducción	35
5.2	Cálculo cerramiento de cubierta	35
5.2.1	Geometría.....	35
5.2.2	Acciones.....	35
5.2.2.1	<i>Peso propio</i>	35
5.2.2.2	<i>Sobrecarga de uso</i>	35
5.2.2.3	<i>Viento</i>	36
5.2.2.4	<i>Nieve</i>	36
5.2.3	Hipótesis y combinaciones.....	36
5.2.4	Características de la chapa grecada y capacidad portante.....	36
5.3	Cálculo cerramiento de fachada	37
5.3.1	Geometría.....	37
5.3.1.1	<i>Geometría de la fachada lateral</i>	37
5.3.1.2	<i>Geometría de la fachada frontal</i>	37
5.3.2	Acciones.....	37
5.3.2.1	<i>Peso propio</i>	38
5.3.2.2	<i>Viento</i>	38
5.3.3	Hipótesis y combinaciones.....	38
5.3.4	Características del perfil grecado y capacidad portante.....	38
6	<u>Cálculo correas de cubierta</u>	39
6.1	Introducción	39
6.2	Geometría y condiciones del contorno	40
6.3	Acciones	40
6.3.1	Peso propio.....	41
6.3.2	Carga permanente.....	41
6.3.3	Sobrecarga de uso: Cubierta.....	42
6.3.4	Viento.....	43
6.3.5	Nieve.....	43
6.4	Hipótesis y combinaciones	44

6.4.1	Situación persistente o transitoria.....	44
6.5	Características de la sección	45
6.6	Comprobaciones de la sección	46
6.6.1	Resistencia de la sección a cortante	46
6.6.2	Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos.....	46
6.7	Comprobaciones de la barra.....	47
6.7.1	Comprobación pandeo lateral.....	47
6.8	Desplazamientos.....	49
6.8.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente	50
6.8.2	Desplazamientos: verticales.....	50
7	Cálculo correas de fachada lateral.....	50
7.1	Introducción.....	50
7.2	Correa estándar fachada lateral	51
7.2.1	Geometría y condiciones del contorno.....	51
7.2.2	Acciones.....	51
7.2.2.1	<i>Peso propio</i>	<i>52</i>
7.2.2.2	<i>Carga permanente</i>	<i>52</i>
7.2.2.3	<i>Sobrecarga de uso.....</i>	<i>52</i>
7.2.2.4	<i>Viento</i>	<i>52</i>
7.2.2.5	<i>Nieve.....</i>	<i>52</i>
7.2.3	Hipótesis y combinaciones.....	52
7.2.4	Situación persistente o transitoria.....	53
7.2.5	Características de la sección.....	54
7.2.6	Comprobaciones de la sección	54
7.2.6.1	<i>Resistencia de la sección a cortante</i>	<i>54</i>
7.2.6.2	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos</i>	<i>54</i>
7.2.7	Comprobaciones de la barra	55
7.2.7.1	<i>Comprobación pandeo lateral.....</i>	<i>55</i>
7.2.8	Desplazamientos	58
7.2.9	Aptitud al servicio: Combinación frecuente	58
7.2.9.1	<i>Desplazamientos: verticales.....</i>	<i>58</i>
7.2.9.2	<i>Desplazamientos: horizontales</i>	<i>58</i>
7.3	Correa superior fachada lateral.....	58
7.3.1	Geometría y condiciones del contorno.....	58
7.3.2	Acciones.....	59
7.3.2.1	<i>Peso propio</i>	<i>59</i>

7.3.2.2	<i>Carga permanente</i>	59
7.3.2.3	<i>Sobrecarga de uso</i>	60
7.3.2.4	<i>Viento</i>	60
7.3.2.5	<i>Nieve</i>	60
7.3.3	Hipótesis y combinaciones.....	60
7.3.4	Situación persistente o transitoria.....	60
7.3.5	Características de la sección.....	61
7.3.6	Comprobaciones de la sección	62
7.3.6.1	<i>Resistencia de la sección a cortante</i>	62
7.3.6.2	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos</i>	62
7.3.7	Comprobaciones de la barra	63
7.3.7.1	<i>Comprobación pandeo lateral</i>	63
7.3.8	Desplazamientos	64
7.3.9	Aptitud al servicio: Combinación frecuente.....	64
7.3.9.1	<i>Desplazamientos: verticales</i>	64
7.3.9.2	<i>Desplazamientos: horizontales</i>	65
8	<u>Cálculo correas de fachada frontal sur</u>	65
8.1	Introducción	65
8.2	Geometría y condiciones del contorno	65
8.3	Acciones	66
8.3.1	Peso propio	66
8.3.2	Carga permanente.....	66
8.3.3	Sobrecarga de uso	66
8.3.4	Viento	67
8.3.5	Nieve.....	67
8.4	Hipótesis y combinaciones	67
8.4.1	Situación persistente o transitoria.....	67
8.5	Características de la sección	68
8.6	Comprobaciones de la sección	69
8.6.1	Resistencia de la sección a cortante	69
8.6.2	Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos.....	69
8.7	Comprobaciones de la barra	70
8.7.1	Comprobación pandeo lateral.....	70
8.8	Desplazamientos	72
8.8.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente.....	73
8.8.2	Desplazamientos: verticales.....	73

8.8.2.1	<i>Desplazamientos: horizontales</i>	73
9	<u>Vigas carril, soportación y arriostramientos</u>	73
9.1	Introducción	73
9.2	Características del puente grúa	73
9.3	Acciones transmitidas por el puente grúa	74
9.4	Cálculo vigas carril	76
9.4.1	Cálculo viga carril estándar	76
9.4.1.1	<i>Geometría y condiciones de contorno</i>	76
9.4.1.2	<i>Acciones y esfuerzos</i>	76
9.4.1.3	<i>Hipótesis y combinaciones</i>	78
9.4.1.4	<i>Características de la sección</i>	80
9.4.1.5	<i>Comprobaciones de la sección</i>	81
9.4.1.6	<i>Comprobaciones de la barra</i>	83
9.4.1.7	<i>Desplazamientos</i>	90
9.4.2	Aptitud al servicio: Combinación característica	90
9.4.3	Desplazamientos: verticales.....	90
9.4.4	Desplazamientos: horizontales.....	90
9.4.5	Cálculo viga carril especial	91
9.4.5.1	<i>Geometría y condiciones de contorno</i>	91
9.4.5.2	<i>Acciones y esfuerzos</i>	91
9.4.5.3	<i>Hipótesis y combinaciones</i>	93
9.4.5.4	<i>Características de la sección</i>	94
9.4.5.5	<i>Comprobaciones de la sección</i>	95
9.4.5.6	<i>Comprobaciones de la barra</i>	97
9.4.5.7	<i>Desplazamientos</i>	104
9.4.6	Aptitud al servicio: Combinación característica	104
9.4.7	Desplazamientos: verticales.....	104
9.4.8	Desplazamientos: horizontales.....	104
9.5	Ménsula	105
9.5.1	Geometría y condiciones de contorno.....	105
9.5.2	Acciones.....	105
9.5.2.1	<i>Peso propio</i>	105
9.5.2.2	<i>Carga permanente</i>	105
9.5.2.3	<i>Sobrecarga de uso: Puente grúa</i>	105
9.5.3	Hipótesis y combinaciones.....	106
9.5.3.1	<i>Situación persistente o transitoria</i>	106

9.5.4	Características de la sección.....	107
9.5.5	Comprobaciones de la sección.....	108
9.5.5.1	<i>Resistencia de la sección a cortante</i>	108
9.5.5.2	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos</i>	108
9.5.6	Comprobaciones de la barra.....	109
9.5.6.1	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas</i>	109
9.5.6.2	<i>Desplazamientos</i>	111
9.6	Cálculo arriostamiento de soportes independientes viga carril.....	111
9.6.1	Introducción.....	111
9.6.2	Geometría y condiciones de contorno.....	112
9.6.3	Acciones y esfuerzos.....	112
9.6.3.1	<i>Peso propio</i>	112
9.6.3.2	<i>Sobrecarga de uso: Puente grúa</i>	112
9.6.4	Hipótesis y combinaciones.....	113
9.6.4.1	<i>Situación persistente o transitoria</i>	113
9.6.5	Características de la sección.....	113
9.6.6	Comprobación.....	113
9.6.6.1	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos</i>	113
9.7	Cálculo soportes independientes viga carril.....	115
9.7.1	Introducción.....	115
9.7.2	Geometría y condiciones de contorno.....	116
9.7.3	Acciones y esfuerzos.....	116
9.7.3.1	<i>Peso propio</i>	116
9.7.3.2	<i>Carga permanente</i>	117
9.7.3.3	<i>Sobrecarga de uso: Puente grúa</i>	117
9.7.4	Hipótesis y combinaciones.....	118
9.7.4.1	<i>Situación persistente o transitoria</i>	118
9.7.5	Características de la sección.....	119
9.7.6	Comprobaciones de la sección.....	119
9.7.6.1	<i>Resistencia de la sección a cortante</i>	119
9.7.6.2	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos</i>	120
9.7.6.3	<i>Comprobación flexocompresión</i>	120
9.7.7	Desplazamientos.....	124
9.7.7.1	<i>Aptitud al servicio: Combinación frecuente</i>	124
9.7.8	Desplome.....	124
9.7.9	Acciones a transmitir a cimentación.....	124

10	Pórtico central.....	125
10.1	Introducción.....	125
10.2	Geometría y condiciones de contorno.....	126
10.3	Acciones.....	126
10.3.1	Cargas permanentes.....	126
10.3.1.1	<i>Peso propio</i>	126
10.3.1.2	<i>Resto de cargas permanentes</i>	127
10.3.2	Sobrecarga de uso: Cubierta.....	127
10.3.3	Sobrecarga de uso: Puente grúa	128
10.3.4	Viento	128
10.3.5	Nieve.....	131
10.4	Diagramas de esfuerzos	133
10.4.1	Cargas permanentes.....	134
10.4.2	Sobrecarga de uso: Cubierta.....	135
10.4.3	Sobrecarga de uso: Puente grúa	136
10.4.3.1	<i>Puente grúa Oeste frenada Oeste</i>	136
10.4.3.2	<i>Puente grúa Oeste frenada Este</i>	137
10.4.3.3	<i>Puente grúa Este frenada Oeste</i>	138
10.4.3.4	<i>Puente grúa Este frenada Este</i>	139
10.4.4	Viento	140
10.4.4.1	<i>Viento H1 presión</i>	140
10.4.4.2	<i>Viento H1 succión</i>	141
10.4.4.3	<i>Viento H2 presión</i>	142
10.4.4.4	<i>Viento H2 succión</i>	143
10.4.4.5	<i>Viento H3 presión</i>	144
10.4.4.6	<i>Viento H3 succión</i>	145
10.4.4.7	<i>Viento H4 presión</i>	146
10.4.4.8	<i>Viento H4 succión</i>	147
10.4.5	Nieve.....	148
10.4.5.1	<i>Nieve OE (Oeste Este)</i>	148
10.4.5.2	<i>Nieve O (Oeste)</i>	149
10.4.5.3	<i>Nieve E (Este)</i>	150
10.5	Hipótesis y combinaciones	151
10.5.1	Situación persistente o transitoria	151
10.6	Características de la sección	152
10.6.1	Características de la sección: Dintel	152

10.6.2	Características de la sección: Cantonera dintel.....	153
10.6.3	Características de la sección: Pilar.....	153
10.7	Comprobaciones de la secciones	153
10.7.1.1	<i>Resistencia de la sección a cortante: Dintel.....</i>	<i>153</i>
10.7.1.2	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar</i>	<i>154</i>
10.7.1.3	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel.....</i>	<i>155</i>
10.7.1.4	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cantonera</i>	<i>156</i>
10.7.1.5	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar</i>	<i>156</i>
10.8	Comprobaciones de la barra.....	157
10.8.1	Comprobación flexocompresión - flexotracción	157
10.8.1.1	<i>Comprobación tracción: Dintel.....</i>	<i>157</i>
10.8.1.2	<i>Comprobación flexocompresión: Pilar.....</i>	<i>160</i>
10.8.1.3	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar alero</i> <i>164</i>	
10.8.1.4	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar</i> <i>ménsula 166</i>	
10.9	Desplazamientos.....	167
10.9.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente.....	167
10.9.2	Desplazamientos: Verticales en cumbrera.....	167
10.9.3	Desplazamientos: Horizontales en alero	168
11	<u>Pórtico hastial: Fachada sur.....</u>	169
11.1	Introducción.....	169
11.2	Geometría y condiciones de contorno.....	170
11.3	Acciones.....	170
11.3.1	Peso propio.....	170
11.3.2	Carga permanente.....	171
11.3.3	Sobrecarga de uso: Cubierta.....	172
11.3.4	Sobrecarga de uso: Puente grúa	172
11.3.5	Viento	173
11.3.6	Nieve.....	176
11.4	Hipótesis y combinaciones	177
11.4.1	Situación persistente o transitoria	177
11.5	Características de la sección	182
11.5.1	Características de la sección: Dintel	182
11.5.2	Características de la sección: Pilar esquina.....	182
11.5.3	Características de la sección: Pilar intermedio.....	183
11.6	Comprobaciones de la secciones	183

11.6.1.1	<i>Resistencia de la sección a cortante: Dintel</i>	183
11.6.1.2	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar esquina</i>	184
11.6.1.3	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar intermedio</i>	185
11.6.1.4	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel</i>	186
11.6.1.5	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar esquina</i>	187
11.6.1.6	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar intermedio</i>	188
11.7	Comprobaciones de la barra	189
11.7.1	Comprobación flexocompresión	189
11.7.1.1	<i>Comprobación flexocompresión: Dintel</i>	189
11.7.1.2	<i>Comprobación flexocompresión: Pilar esquina</i>	194
11.7.1.3	<i>Comprobación flexotracción: Pilar intermedio</i>	199
11.7.2	Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas	201
11.7.2.1	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Dintel</i> ...	201
11.7.2.2	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar alero</i> 204	
11.7.2.3	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar ménsula</i> 206	
11.8	Desplazamientos	208
11.8.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente.....	208
11.8.2	Desplazamientos: Verticales en cumbrera.....	208
11.8.3	Desplazamientos: Horizontales en alero	208
12	<u>Pórtico especial</u>	210
12.1	Introducción	210
12.2	Geometría y condiciones de contorno	211
12.3	Acciones	211
12.3.1	Peso propio	211
12.3.2	Carga permanente.....	212
12.3.3	Sobrecarga de uso: Cubierta	213
12.3.4	Sobrecarga de uso: Puente grúa	213
12.3.5	Viento	214
12.3.6	Nieve.....	217
12.4	Hipótesis y combinaciones	218
12.4.1	Situación persistente o transitoria	218
12.5	Características de la sección	220
12.5.1	Características de la sección: Dintel	220
12.5.2	Características de la sección: Cantonera dintel.....	221
12.5.3	Características de la sección: Pilar	221

12.6	Comprobaciones de la secciones	221
12.6.1.1	<i>Resistencia de la sección a cortante: Dintel</i>	221
12.6.1.2	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar esquina</i>	222
12.6.1.3	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel</i>	223
12.6.1.4	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cantonera</i>	224
12.6.1.5	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar esquina.....</i>	224
12.7	Comprobaciones de la barra.....	225
12.7.1	Comprobación flexocompresión	225
12.7.1.1	<i>Comprobación flexocompresión: Dintel.....</i>	225
12.7.1.2	<i>Comprobación flexocompresión: Pilar.....</i>	230
12.7.2	Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas	234
12.7.2.1	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar alero</i> <i>234</i>	
12.7.2.2	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar</i> <i>ménsula 236</i>	
12.8	Desplazamientos.....	236
12.8.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente.....	237
12.8.2	Desplazamientos: Verticales en cumbrera.....	237
12.8.3	Desplazamientos: Horizontales en alero	237
13	Celosía soporte pórtico especial.....	238
13.1	Introducción.....	238
13.2	Geometría y condiciones de contorno.....	238
13.3	Acciones.....	239
13.3.1	Peso propio.....	239
13.3.2	Carga permanente.....	239
13.3.3	Sobrecarga de uso: Cubierta	240
13.3.4	Sobrecarga de uso: Puente grúa	241
13.3.5	Viento	242
13.3.6	Nieve.....	244
13.4	Hipótesis y combinaciones	245
13.4.1	Situación persistente o transitoria	245
13.5	Características de la sección.....	247
13.5.1	Características de la sección: Cordón inferior y superior.....	247
13.5.2	Características de la sección: Montantes y diagonales.....	247
13.6	Comprobaciones de la secciones	248
13.6.1.1	<i>Resistencia de la sección a cortante: Cordón inferior y superior.....</i>	248
13.6.1.2	<i>Resistencia de la sección a cortante: Montantes y diagonales</i>	249

13.6.1.3	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cordón inferior y superior</i>	249
13.6.1.4	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Montantes y diagonales</i>	250
13.7	Comprobaciones de la barra	251
13.7.1	Comprobación flexocompresión	251
13.7.1.1	<i>Comprobación flexocompresión: Cordón superior</i>	251
13.7.1.2	<i>Comprobación flexocompresión: Cordón inferior</i>	256
13.7.1.3	<i>Comprobación flexocompresión: Diagonales</i>	260
13.7.1.4	<i>Comprobación flexocompresión: Montantes</i>	264
13.8	Desplazamientos	268
13.8.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente	268
13.8.2	Desplazamientos: Verticales en celosía	268
13.8.3	Desplazamientos: Horizontales celosía	269
14	<u>Pórtico adyacente</u>	270
14.1	Introducción	270
14.2	Geometría y condiciones de contorno	271
14.3	Acciones	271
14.3.1	Peso propio	271
14.3.2	Carga permanente	272
14.3.3	Sobrecarga de uso: Cubierta	273
14.3.4	Sobrecarga de uso: Puente grúa	273
14.3.5	Viento	274
14.3.6	Nieve	277
14.4	Hipótesis y combinaciones	278
14.4.1	Situación persistente o transitoria	278
14.4.2	Características de la sección: Dintel	280
14.4.3	Características de la sección: Cantonera dintel	280
14.4.4	Características de la sección: Pilar (Este)	281
14.4.5	Características de la sección: Pilar (Oeste)	281
14.5	Comprobaciones de la secciones	281
14.5.1.1	<i>Resistencia de la sección a cortante: Dintel</i>	281
14.5.1.2	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar (Este)</i>	282
14.5.1.3	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar (Oeste)</i>	283
14.5.1.4	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel</i>	284
14.5.1.5	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cantonera</i>	285
14.5.1.6	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar Este</i>	285
14.5.1.7	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar Oeste</i>	286

14.6	Comprobaciones de la barra.....	287
14.6.1	Comprobación flexocompresión	287
14.6.1.1	<i>Comprobación flexocompresión: Dintel.....</i>	<i>287</i>
14.6.1.2	<i>Comprobación flexocompresión: Pilar Este.....</i>	<i>292</i>
14.6.1.3	<i>Comprobación flexocompresión: Pilar Oeste</i>	<i>297</i>
14.6.1.4	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Este alero 302</i>	
14.6.1.5	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Este ménsula 304</i>	
14.6.1.6	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Oeste alero 304</i>	
14.6.1.7	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Oeste ménsula 306</i>	
14.7	Desplazamientos.....	306
14.7.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente.....	307
14.7.2	Desplazamientos: Verticales en cumbrera.....	307
14.7.3	Desplazamientos: Horizontales en alero	307
15	Pórtico hastial: Fachada norte.....	309
15.1	Introducción.....	309
15.2	Geometría y condiciones de contorno.....	310
15.3	Acciones.....	310
15.3.1	Peso propio.....	310
15.3.2	Carga permanente.....	311
15.3.3	Sobrecarga de uso: Cubierta	312
15.3.4	Sobrecarga de uso: Puente grúa	312
15.3.5	Viento.....	313
15.3.6	Nieve.....	316
15.4	Hipótesis y combinaciones	317
15.4.1	Situación persistente o transitoria	317
15.5	Características de la sección.....	322
15.5.1	Características de la sección: Dintel	322
15.5.2	Características de la sección: Pilar esquina.....	322
15.5.3	Características de la sección: Pilar intermedio.....	323
15.5.4	Características de la sección: Pilar intermedio cantonera	323
15.5.5	Características de la sección: Jácena entre pilares.....	324
15.5.6	Características de la sección: Cabecero puerta corredera.....	324
15.6	Comprobaciones de la secciones.....	324

Anejo: Cálculos estructurales

15.6.1.1	<i>Resistencia de la sección a cortante: Dintel</i>	324
15.6.1.2	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar esquina</i>	325
15.6.1.3	<i>Resistencia de la sección a cortante: Pilar intermedio</i>	326
15.6.1.4	<i>Resistencia de la sección a cortante: Jácena entre pilares</i>	327
15.6.1.5	<i>Resistencia de la sección a cortante: Cabecero puerta corredera</i>	328
15.6.1.6	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel</i>	329
15.6.1.7	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar esquina</i>	329
15.6.1.8	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar intermedio</i>	330
15.6.1.9	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar intermedio cantonera</i>	331
15.6.1.10	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Jácena entre pilares</i>	332
15.6.1.11	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cabecero puerta corredera</i>	333
15.7	Comprobaciones de la barra	334
15.7.1	Comprobación flexocompresión - flexotracción	334
15.7.1.1	<i>Comprobación flexotracción: Dintel</i>	334
15.7.1.2	<i>Comprobación flexotracción: Pilar esquina</i>	336
15.7.1.3	<i>Comprobación flexotracción: Pilar intermedio</i>	339
15.7.1.4	<i>Comprobación flexocompresión: Jácena entre pilares</i>	341
15.7.1.5	<i>Comprobación flexocompresión: Cabecero puerta corredera</i>	345
15.7.2	Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas.....	349
15.7.2.1	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar-Dintel</i>	349
15.7.2.2	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar-Jácena</i>	351
15.7.2.3	<i>Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar-Ménsula</i>	351
15.8	Desplazamientos	352
15.8.1	Aptitud al servicio: Combinación frecuente.....	352
15.8.2	Desplazamientos: Verticales en cumbrera.....	352
15.8.3	Desplazamientos: Horizontales en alero	353
15.8.4	Desplazamientos: Cabeza pilar intermedio.....	353
16	Estructura de arriostramiento	354
16.1	Introducción	354
16.2	Geometría y condiciones de contorno	354
16.3	Acciones y esfuerzos	355
16.3.1	Peso propio	355
16.3.1.1	<i>Peso propio: Montantes</i>	355

16.3.1.2	<i>Peso propio: Diagonales</i>	355
16.3.2	Sobrecarga de uso: Puente grúa	355
16.3.3	Viento	356
16.4	Hipótesis y combinaciones	356
16.4.1	Situación persistente o transitoria	356
16.5	Características de la sección	357
16.5.1	Características de la sección: Montante	357
16.5.2	Características de la sección: Diagonal	357
16.6	Comprobaciones de la sección	357
16.6.1	Resistencia de la sección a cortante.....	357
16.6.2	Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos	357
16.6.2.1	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Montante</i>	357
16.6.2.2	<i>Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Diagonal</i>	358
16.7	Comprobaciones de la barra	359
16.7.1	Comprobación flexocompresión: Montante.....	359
16.7.1.1	<i>Comprobación flexotracción: Diagonal</i>	362
17	<u>Esfuerzos en nudos de unión</u>	363
18	<u>Cálculo de uniones soldadas</u>	393
18.1	Introducción.....	393
18.2	Unión 1: Cumbrera pórtico central.....	393
18.3	Unión 2: Cumbrera pórtico especial	396
18.4	Unión 3: Cumbrera pórtico hastial Sur	398
18.5	Unión 4: Cumbrera pórtico hastial Norte.....	401
18.6	Unión 5: Alero pórtico central y adyacente	403
18.7	Unión 6: Alero pórtico especial	406
18.8	Unión 7: Alero pórtico hastial Sur.....	408
18.9	Unión 8: Alero pórtico hastial Norte.....	411
18.10	Unión 9: Base pórtico central	413
18.11	Unión 10: Base pórtico adyacente.....	416
18.12	Unión 11: Base pórtico especial.....	418
18.13	Unión 12: Base pórtico hastial Sur.....	421
18.14	Unión 13: Base pilar intermedio pórtico hastial Sur	423
18.15	Unión 14: Base pórtico hastial Norte.....	426
18.16	Unión 15: Base pilar intermedio hastial Norte.....	428
19	<u>Cálculo de uniones atornilladas</u>	431
19.1	Introducción.....	431

19.2	Unión 1: Cumbrera pórtico central.....	431
19.3	Unión 2: Cumbrera pórtico especial	434
19.4	Unión 3: Cumbrera pórtico hastial Sur	437
19.5	Unión 4: Cumbrera pórtico hastial Norte.....	440
19.6	Unión 5: Alero pórtico central y adyacente	443
19.7	Unión 6: Alero pórtico especial	446
19.8	Unión 7: Alero pórtico hastial Sur.....	449
19.9	Unión 8: Alero pórtico hastial Norte.....	452
20	<u>Placas base</u>	<u>456</u>
20.1	Introducción.....	456
20.2	Unión 9: Base pórtico central	456
20.3	Unión 10: Base pórtico adyacente.....	460
20.4	Unión 11: Base pórtico especial.....	464
20.5	Unión 12: Base pórtico hastial Sur.....	468
20.6	Unión 13: Base pilar intermedio pórtico hastial Sur	472
20.7	Unión 14: Base pórtico hastial Norte.....	476
20.8	Unión 15: Base pilar intermedio hastial Norte.....	480
21	<u>Cálculo de cimentaciones</u>	<u>485</u>
21.1	Zapata 9: Base pórtico central.....	485
21.2	Zapata 10: Base pórtico adyacente.....	490
21.3	Zapata 11: Base pórtico especial	495
21.4	Zapata 12: Base pórtico hastial Sur	500
21.5	Zapata 13: Base pilar intermedio pórtico hastial Sur	504
21.6	Zapata 14: Base pórtico hastial Norte.....	509
21.7	Zapata 15: Base pilar intermedio hastial Norte	513

1 Bases de cálculo

1.1 Introducción

En este capítulo se hace referencia a todos los aspectos y características, en los que se apoyarán los cálculos estructurales posteriores. Todos ellos realizados conforme a la legislación vigente en el momento de entrega del presente proyecto fin de carrera.

1.2 Normativa

En los cálculos que se presentan a continuación, se han realizado, conforme la siguiente normativa:

- CTE-06: Código técnico de la edificación (Abril 2009)
- EAE: Estructuras de acero en la edificación (Mayo 2011)
- EHE-08: Instrucción del hormigón estructural (Julio 2008)

1.3 Materiales

Los materiales con que se han proyectado las estructuras contenidas en este proyecto son:

- HL-180: Hormigón de limpieza (bajo cimentación)
- HA-25/P/20/IIa: Hormigón armado en zapatas.
- S-275 JR: Acero estructural: Pilares, dinteles, correas, placas (excepto placas base) y tirantillas
- Pernos: Calidad 8.8 (DIN 931, DIN 933, DIN 934 y DIN 125)
- B-500 SD: Armaduras pasivas en zapatas.
- Las características del acero estructural, según CTE: Seguridad estructural acero Tabla 4.1 y apartado 4.2 son:

Designación	Espesor nominal t (mm)			Tensión de rotura fu (N/mm ²)	Temperatura del ensayo Charpy (°C)
	Tensión límite elástico fy (N/mm ²)				
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63		
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20*
S450K2	450	430	410	550	0

*Se exige una energía mínima de 40J

Las características de los aceros estructurales empleados son:

- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$.
- Módulo de rigidez: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$.
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C)}^{-1}$.

- Densidad: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Las características de armaduras pasivas según EHE-08-: Capítulo 6: tabla 32.2 son:

Tipo de acero	Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
	Designación	B 400 S	B 500 S	B 400 SD
Límite elástico $f_y(\text{N/mm}^2)$	>400	>500	>400	>500
Carga unitaria de rotura $f_s(\text{N/mm}^2)$	>440	>550	>480	>575
Alargamiento de rotura (%)	>14	>12	>20	>16

Las características del hormigón empleado según EHE-08 son:

HA-25/P/20/Ia

Resistencia característica a compresión a 28 días: 25N/mm^2 .

Consistencia plástica

Tamaño máximo del árido 20mm

Exposición tipo de ambiente: Ia (elementos enterrados o sumergidos o en exteriores expuestos a lluvia)

1.4 Coeficientes de seguridad

La normativa indicada anteriormente, impone los siguientes coeficientes de seguridad:

1.4.1 Coeficientes de seguridad: acciones

Según CTE: Seguridad estructural Tabla 4.1

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		Desfavorable	Favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0

1.4.2 Coeficientes de seguridad: simultaneidad acciones

Según CTE: Seguridad estructural Tabla 4.2

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso			
Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
Zonas administrativas	0,7	0,5	0,3
Zonas destinadas al público	0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Zonas de tráfico (vehículos con peso inferior a 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Cubiertas transitables	*	*	*
Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento	0	0	0
Nieve			
Altitud > 1000m	0,7	0,5	0,2
Altitud < 1000m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

* En cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede

1.4.3 Coeficientes de seguridad: acero estructural

Según CTE: Seguridad estructural acero apartado 2.3.3:

Coeficiente parciales para la resistencia	
$\gamma_{M0} = 1,05$	Relativo a la plastificación del material
$\gamma_{M1} = 1,05$	Relativo a fenómenos de inestabilidad
$\gamma_{M2} = 1,25$	Relativo a resistencia última del material y medios de unión
$\gamma_{M3} = 1,1$	Resistencia al deslizamiento de tornillos pretensados ELS
$\gamma_{M3} = 1,25$	Resistencia al deslizamiento de tornillos pretensados ELU
$\gamma_{M3} = 1,4$	Resistencia al deslizamiento de tornillos pretensados y agujeros rasgados

1.4.4 Coeficientes de seguridad: acero armaduras pasivas

Según EHE: Capítulo 4 tabla 15.3

Situación de proyecto	Acero pasivo y activo
Acción persistente o transitoria	1,15
Accidental	1,0

1.4.5 Coeficientes de seguridad: hormigón

Según EHE: Capítulo 4 tabla 15.3

Situación de proyecto	Hormigón
Acción persistente o transitoria	1,5
Accidental	1,3

1.5 Combinación de acciones

La combinación de acciones se realiza según CTE: Seguridad estructural apartado 4.2.2

1.5.1 Situaciones persistentes o transitorias

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

1.5.2 Situación extraordinaria: acción accidental no sísmica

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

1.5.3 Situación extraordinaria: acción accidental sísmica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

1.5.4 Aptitud al servicio: Combinación característica

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

1.5.5 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

1.5.6 Aptitud al servicio: Combinación casi permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

1.6 Ambiente recubrimiento y fisuración

El máximo valor de apertura de fisura para cada una de las clases de exposición posibles viene determinado por la tabla 49.2.4 de EHE:

Clase de exposición	w_{\max} (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa,IIb,H	0,3	0,2*
IIIa,IIb,IV,F	0,2	Descompresión
IIIc,Qa,Qb,Qc	0,1	

*Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanente

2 Características geotécnicas

Según datos extraídos de informes geotécnicos realizados en edificaciones colindantes, se han considerado válidos los siguientes resultados:

Estos resultados se refieren a la primera capa de suelo apta para cimentar, ya que suelos de rellenos, cubiertas vegetales o con contenido en materia orgánica no se consideran aptos para cimentar, debido al riesgo de asentos mucho mayores a los esperados debidos a variaciones del volumen del suelo debido por compactación a largo plazo o degradación de la materia orgánica que lo compone.

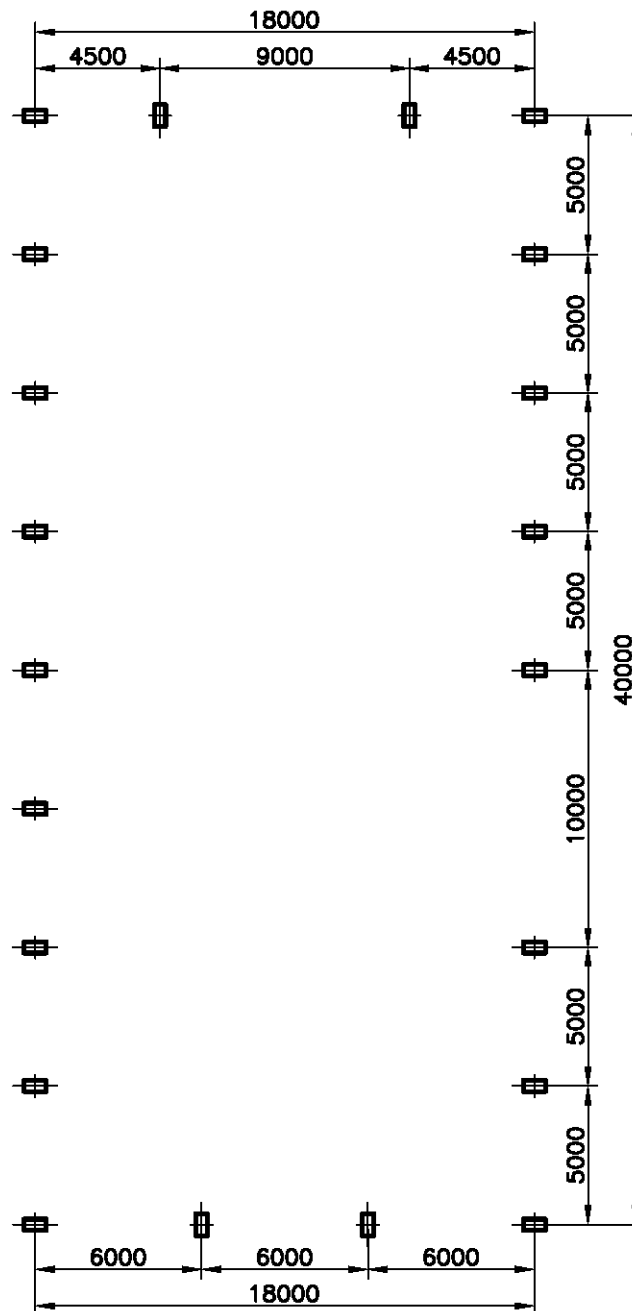
Datos geotécnicos para la cimentación en suelo arenoso:

- Cota mínima de cimentación: 1,0 metros de profundidad
- Densidad terreno: $\delta = 18,5 \text{ kN/m}^3$.
- Coeficiente de rozamiento interno: $\varphi = 34^\circ$
- Coeficiente rozamiento suelo-hormigón: $\tan(2 \cdot \varphi / 3) = \mu = 0,4176$
- Presión vertical admisible: 2 kp/cm^2 .

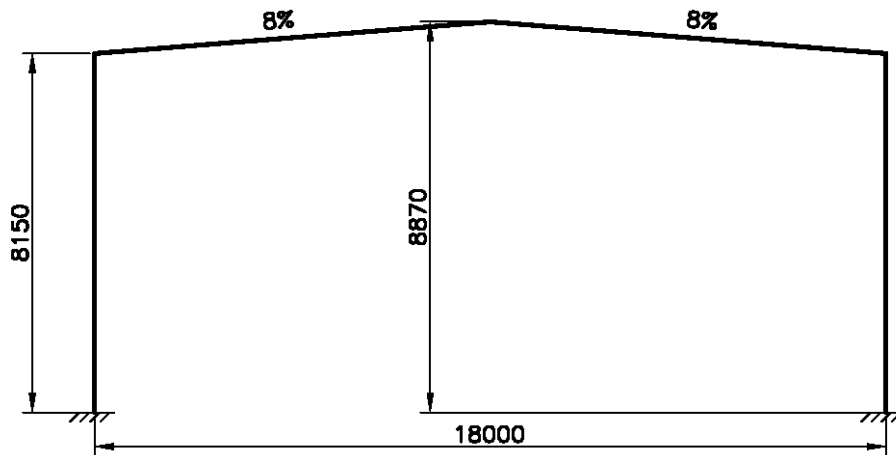
3 Geometría

El edificio donde se implantara la fábrica de moldes consta de las siguientes características geométricas:

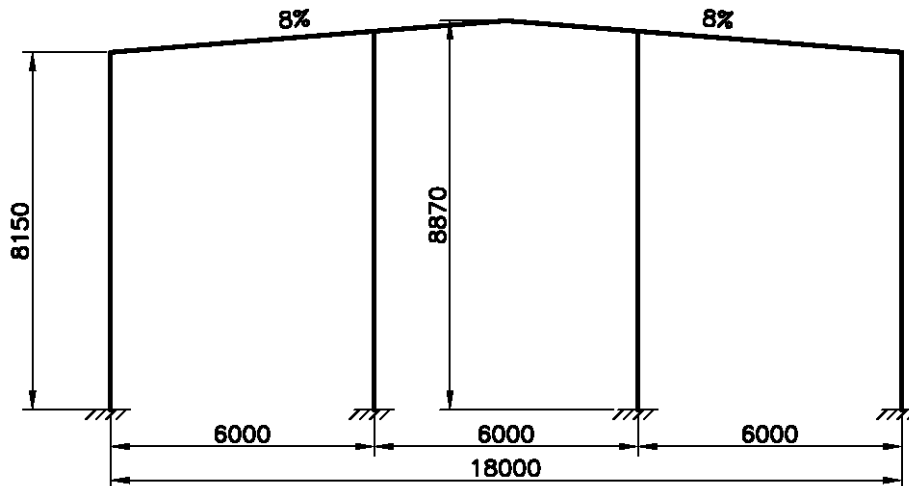
Planta:



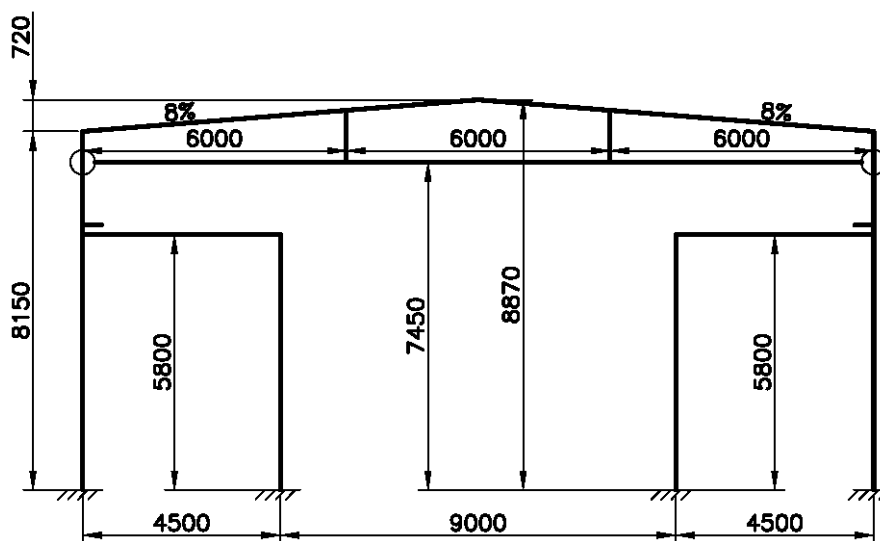
Pórtico central:



Pórtico hastial 1: Fachada Sur



Pórtico hastial 2: Fachada Norte



- Planta
 - Largo: 40 m
 - Luz: 18m
- Sección central
 - Luz: 18m
 - Altura alero: 8,15m
 - Altura cumbrera: 8,87m
- Sección hastial: Fachada Sur
 - Luces: 6+6+6m
 - Altura alero: 8,15m
 - Altura cumbrera: 8,87m
- Sección hastial: Fachada Norte
 - Luces: 4,5+9+4,5m
 - Altura alero: 8,15m
 - Altura cumbrera: 8,87m
- Faldón cubierta
 - Longitud faldón proyección horizontal: 9m
 - Diferencia cota cumbrera-alero:0,72m
 - Inclinación de la cubierta: 8%
 - Longitud real del faldón:9,032 (para cálculos 9m)
- Intereje
 - Separación entre pórticos: 5m
 - Separación entre correas cubierta: 1,450 m
 - Separación entre correas de fachada lateral:1,538 m
 - Separación entre correas de fachada frontal:1,538 m
- Altura muro bloque perimetral: 2,00m
- Arriostramientos
 - Entre pórticos inicial y final
 - 2 cruces de San Andrés en cubierta
 - 2 cruces de San Andrés en fachada

4 Acciones

Para los cálculos realizados se han considerado las siguientes acciones:

4.1 Peso propio

Para elementos de acero se considera una densidad de 7.850kp/m^3

Para elementos de hormigón armado se considera una densidad de 2400kp/m^3

El peso de la chapa grecada es de: $0,056\text{ kN/m}^2$

4.2 Sobrecarga se uso

4.2.1 Sobrecarga se uso: Cubierta

La sobrecarga de uso estimada en cubierta, se obtiene de CTE: Seguridad estructural acciones en la edificación tabla 3.1

Categoría de uso		Subcategorías de uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN/m ²)	
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	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)		2	20	
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente		1	2	
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación	G1*	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado)	0,4	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

*Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones

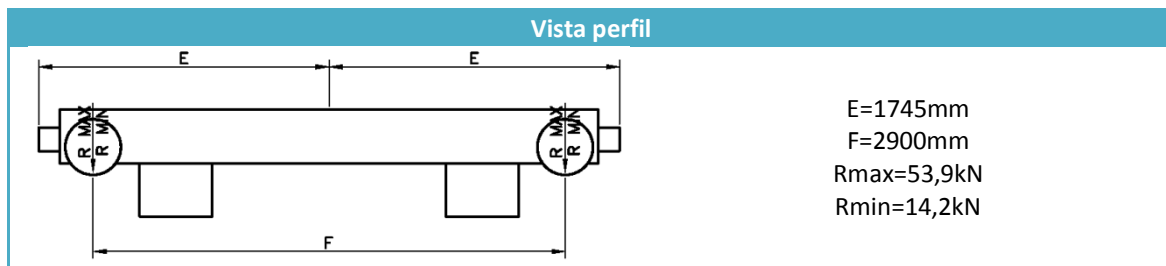
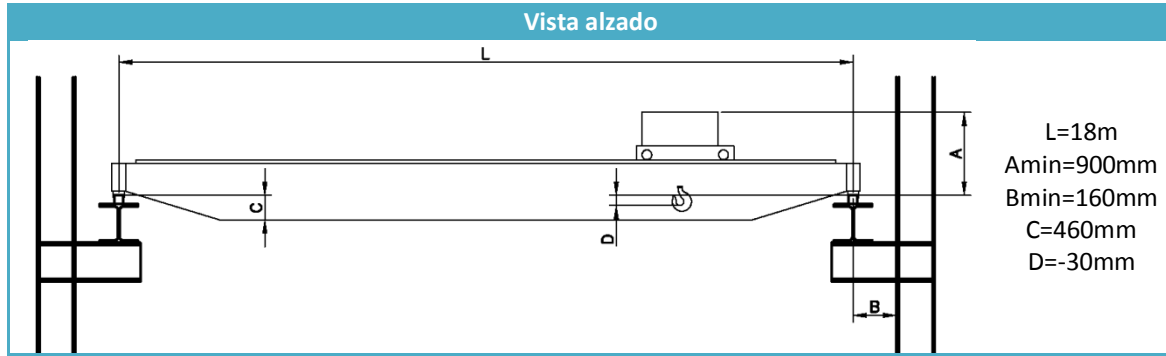
Dado que se trata de una cubierta accesible únicamente para tareas de conservación, ligera y soportada sobre correas. La sobrecarga sobre la cubierta del edificio será de: 0,4kN/m²

4.2.2 Sobrecarga se uso: Puente grúa

Debido a las necesidades productivas del edificio industrial será necesario instalar un puente grúa de las siguientes características:

Puente grúa birrail: Capacidad 8tn, luz nave 18m

Las características geométricas del mismo son:



4.3 Viento

La acción del viento actúa como una presión perpendicular a la superficie, cuyo valor es de:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad \text{CTE: Seguridad estructural acciones en la edificación}$$

Donde:

q_e : Carga de viento por unidad de superficie (siempre en dirección perpendicular a la misma)

q_b : Presión dinámica del viento (CTE: Seg. estructural, acciones en la edificación Anejo D)

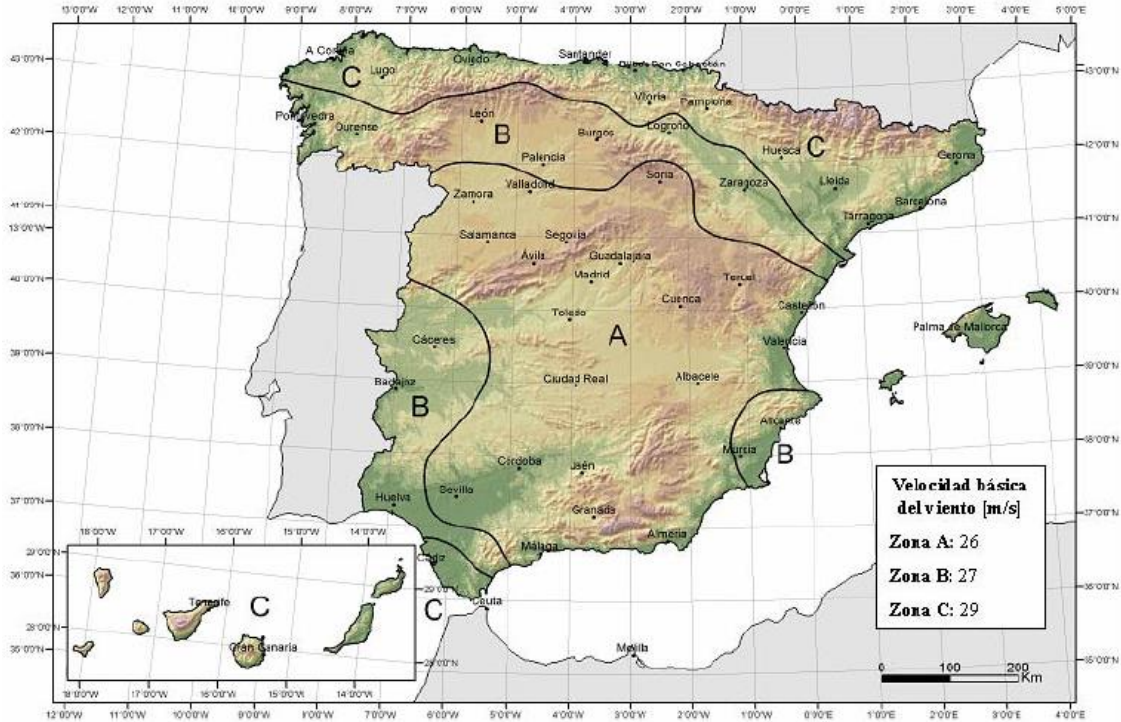
c_e : Coeficiente de exposición (CTE: Seg. estructural, acciones en la edificación Anejo D)

c_p : Coeficiente eólico o de presión (CTE: Seg. estructural, acciones en la edificación Anejo D)

4.3.1 Presión dinámica de viento

Para la obtención de la presión dinámica de viento se obtiene de la siguiente figura (CTE: Seg. estructural, acciones en la edificación Anejo D), según la ubicación del edificio:

Anejo: Cálculos estructurales



La localización donde se ha de implantar la nave: taller de calderería será en el polígono Empresarium Zaragoza por tanto zona B, que le corresponde una velocidad básica de viento de 27m/s.

Por tanto: $q_b = 0,45 \text{ kN/m}^2$

4.3.2 Coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición se obtiene de CTE: Seg. estructural, acciones en la edificación Anejo D Tabla D.2.

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	0,15	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 negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

La altura de la edificación se puede considerar de 8,87m (para cubierta y fachadas frontales) y 8,15m (para fachadas laterales)

El grado de aspereza del entorno es: Grado IV: Zona industrial

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

Para cubierta y fachada frontal: $k = 0,22$ $z = 8,87 \text{ m}$ $Z = 5 \text{ m}$ $L = 0,3 \text{ m}$

$$F = 0,7451 \quad c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) = 1,7025$$

Para fachada lateral: $k = 0,22$ $z = 8,15 \text{ m}$ $Z = 5 \text{ m}$ $L = 0,3 \text{ m}$

$$F = 0,7264 \quad c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) = 1,6464$$

4.3.3 Coeficiente eólico o de presión

Dada la particular geometría del edificio, destacando la importancia de la presencia de huecos en sus fachadas, este punto requiere un estudio especial.

Por esta razón cada hipótesis de viento estará condicionada por los siguientes factores:

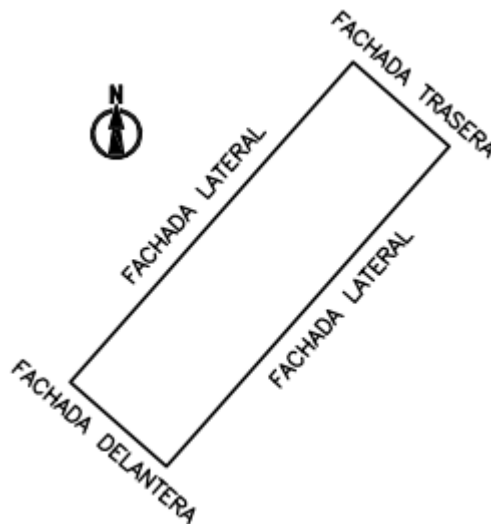
- Dirección de viento considerada
- Presencia de huecos en fachadas: Esto es con o sin puerta/s abierta/s
- Efecto del viento considerado: Presión / succión

Sus valores se obtienen de CTE: Seguridad estructural, acciones en la edificación Anejo D.

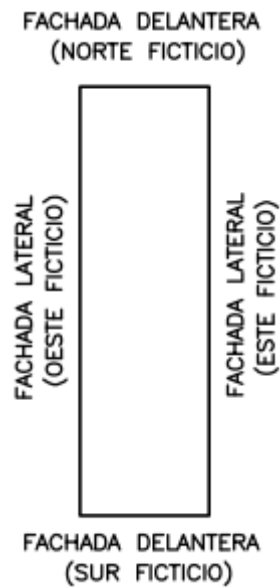
4.3.3.1 Direcciones de viento

Arreglar una vez se sepa la ubicación exacta del edificio

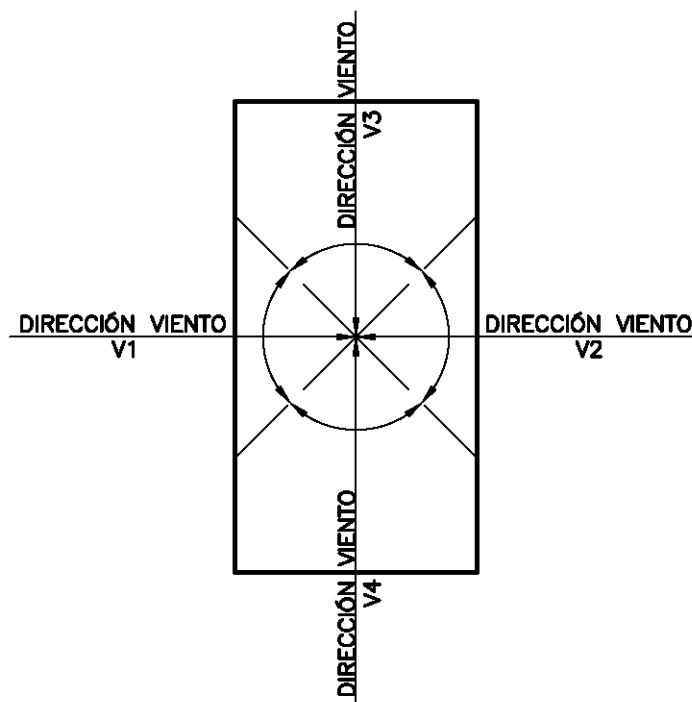
Respecto a la orientación real del edificio (figura siguiente) se establecen las direcciones de viento e hipótesis:



Se establecen las siguientes direcciones (ficticias) de viento respecto a las fachadas de la nave



Hipótesis



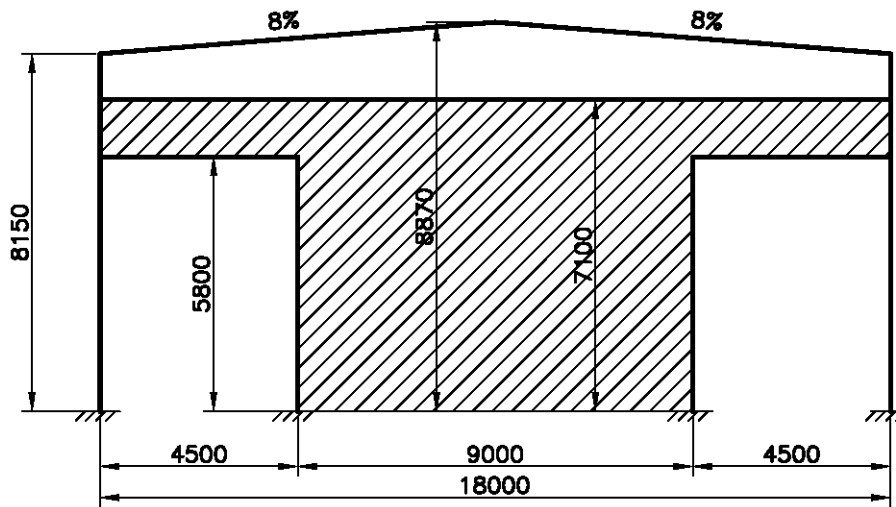
Las direcciones de viento consideradas son las siguientes:

- Dirección viento 1(V1): $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ Según tabla D.4 de CTE: SE-AE
- Dirección viento 2(V2): $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$ Según tabla D.4 de CTE: SE-AE
- Dirección viento 3(V3): $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$ Según tabla D.4 de CTE: SE-AE
- Dirección viento 4(V4): $225^\circ \leq \theta \leq 315^\circ$ Según tabla D.4 de CTE: SE-AE

4.3.3.2 Coeficientes de presión interior

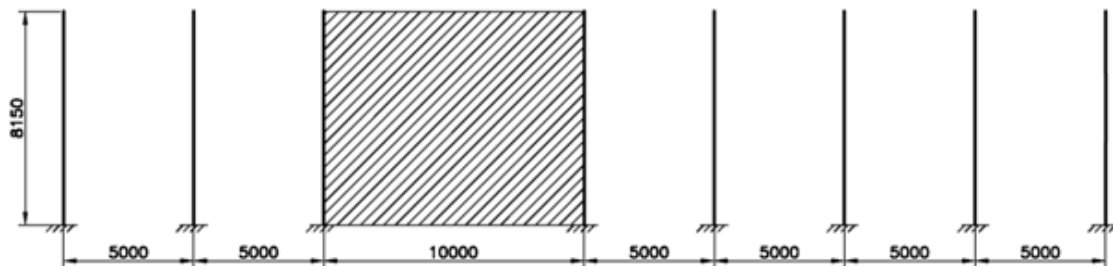
Dentro del edificio existen huecos importantes, que se pueden encontrar abiertos o cerrados.

En la fachada frontal Norte se observa la siguiente geometría de huecos:



Área total del hueco en fachada Norte es de: $75,6\text{m}^2$.

En la fachada lateral Este la geometría de los huecos es:



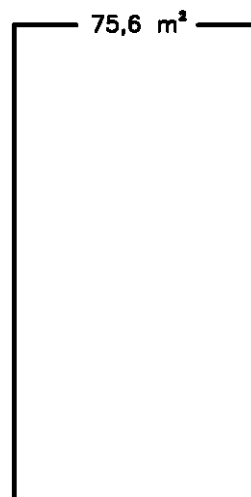
Área total del hueco en fachada Este es de: $81,5\text{m}^2$.

En las siguientes figuras se observan los tamaños de los huecos para las cuatro situaciones consideradas:

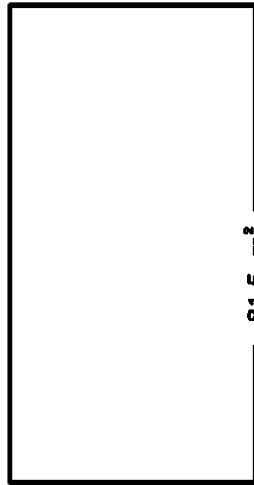
SITUACIÓN P1
SIN HUECOS



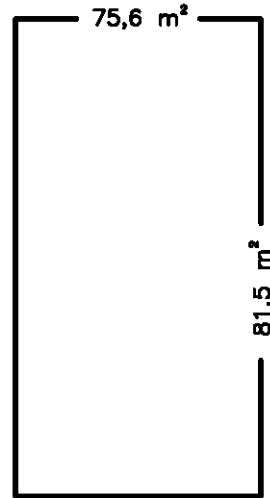
SITUACIÓN P2



SITUACIÓN P3



SITUACIÓN P4



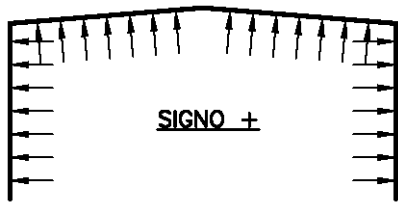
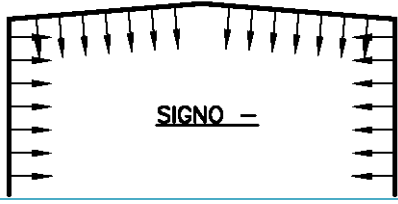
La esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento será para cada dirección de viento es:

Dirección del viento	Esbeltez en plano paralelo al viento
V1	0,4928
V2	0,4928
V3	0,2218
V4	0,2218

Los coeficientes de presión interior se obtienen del: CTE: SE-AE tabla 3.6

Esbeltez	Área de hueco en zona succión respecto al área total de huecos											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
<1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
>4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

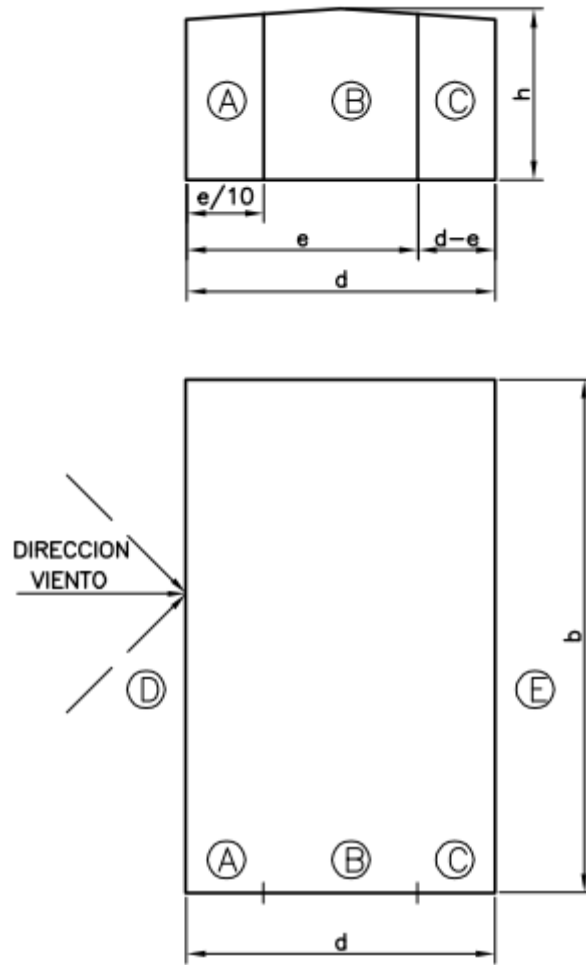
Por simplificar las hipótesis de viento, para cada una de las direcciones de viento analizadas, se consideran únicamente las situaciones (de apertura de huecos) que generen los valores extremos de presión y succión sobre los paramentos del edificio.

Viento	Coef. presión interior Máxima	Coef. presión interior Mínima	Criterio de signos
V1	0	-0,5	
V2	+0,7	-0,5	
V3	+0,7	-0,5	
V4	0	-0,5	

***Nota: Se considera zona de succión todas aquellas caras no expuestas a presión.

4.3.3.3 Paramentos verticales (fachadas)

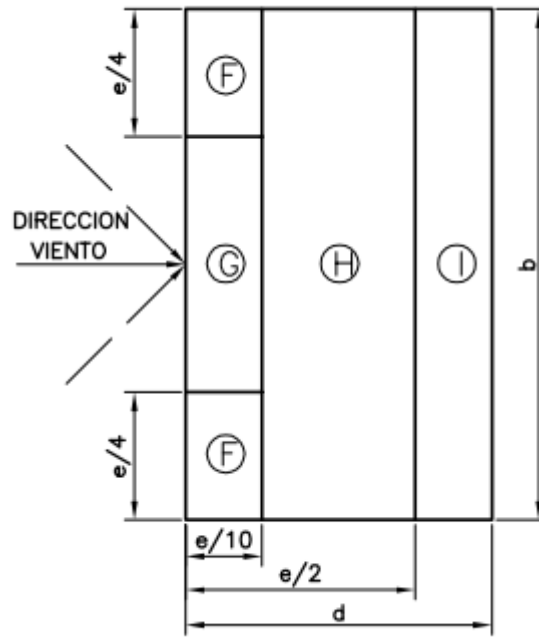
Para los valores en paramentos verticales se emplea la Tabla D.1 de este anejo D (CTE: Acciones en la edificación).



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

4.3.3.4 Paramentos cubierta

Para los valores en paramentos verticales se emplea la Tabla D.2 de este anejo. Tal como indica en el mismo las cubiertas con una pendiente inferior a 5° se podrán considerar como planas a efectos del estudio del coeficiente eólico o de presión. (En este caso la pendiente es de $4,57^\circ$)



		A (m ²)	Zona (según figura) $-45^\circ < \theta < 45^\circ$			
			F	G	H	I
Bordes con aristas	>10	>10	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2 -0,2
	<1	<1	-2,5	-2,0	-1,2	+0,2 -0,2
Bordes con parapetos	>10	>10	-1,6	-1,1	-0,7	+0,2 -0,2
	<1	<1	-2,2	-1,8	-1,2	+0,2 -0,2
	>10	>10	-1,4	-0,9	-0,7	+0,2 -0,2
	<1	<1	-2,0	-1,6	-1,2	+0,2 -0,2
	>10	>10	+1,2	-0,8	-0,7	+0,2 -0,2
	<1	<1	-1,8	-1,4	-1,2	+0,2 -0,2

4.3.3.5 Coeficientes de presión exterior

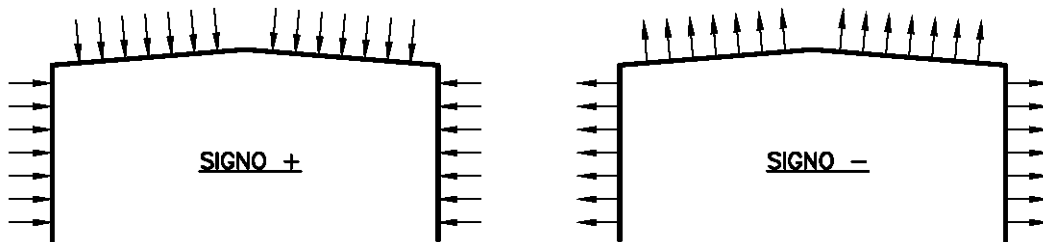
Los coeficientes de presión exterior se calculan mediante los parámetros indicados en la siguiente tabla:

Dirección de viento	h (m)	d (m)	b (m)	h/d	e
V1	8,87	18	40	0,4928	17,74
V2	8,87	18	40	0,4928	17,74
V3	8,87	40	18	0,2218	17,74
V4	8,87	40	18	0,2218	17,74

Así los coeficientes de presión exterior calculados mediante interpolación de los valores de las tablas anteriormente indicadas, quedan:

Dirección de viento	Coeficiente de presión para cada zona								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
V1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3647	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2 -0,2
V2	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3647	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2 -0,2
V3	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2 -0,2
V4	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2 -0,2

El criterio de signos empleado en la tabla anterior ha sido, el siguiente:

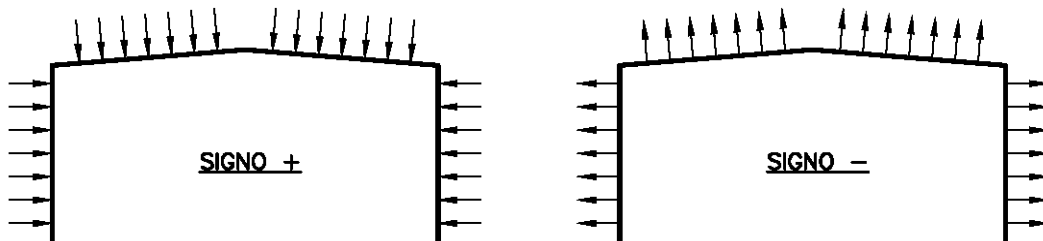


4.3.4 Hipótesis de viento

Dadas las direcciones de viento, y estado de apertura de los huecos existentes se formulan las siguientes hipótesis de viento, con los siguientes coeficientes de presión exterior:

Hipótesis		A	B	C	D	E	F	G	H	I
V1	P	-0,7	-0,3	0	1,2324	0,1353	-1,3	-0,7	-0,2	0,7
V1	S	-1,2	-0,8	-0,5	0,7324	-0,3647	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
V2	P	-0,7	-0,3	0	1,2324	0,1353	-1,3	-0,7	-0,2	0,7
V2	S	-1,9	-1,5	-1,2	0,0324	-1,0647	-2,5	-1,9	-1,4	-0,9
V3	P	-0,7	-0,3	0	1,2	0,2	-1,3	-0,7	-0,2	0,7
V3	S	-1,9	-1,5	-1,2	0	-1	-2,5	-1,9	-1,4	-0,9
V4	P	-0,7	-0,3	0	1,2	0,2	-1,3	-0,7	-0,2	0,7
V4	S	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2

El criterio de signos empleado en la tabla anterior ha sido, el siguiente:



4.3.5 Carga de viento por superficie

La carga de viento para una superficie se obtiene de la siguiente manera:

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

Como ya se ha explicado:

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

Para cubierta fachada frontal: $c_e = 1,7025$

Para fachada lateral: $c_e = 1,6464$

Se obtienen que las cargas de viento para cada una de las zonas e hipótesis:

Cargas de viento por zonas (kN/m2)										
Hipótesis		A	B	C	D	E	F	G	H	I
V1	P	-0,5363	-0,2298	0,0000	0,9131	0,1002	-0,9960	-0,5363	-0,1532	0,5363
V1	S	-0,9194	-0,6129	-0,3831	0,5426	-0,2702	-1,3790	-0,9194	-0,5363	-0,1532
V2	P	-0,5363	-0,2298	0,0000	0,9131	0,1002	-0,9960	-0,5363	-0,1532	0,5363
V2	S	-1,4556	-1,1492	-0,9194	0,0240	-0,7889	-1,9153	-1,4556	-1,0726	-0,6895
V3	P	-0,5186	-0,2223	0,0000	0,9194	0,1532	-0,9960	-0,5363	-0,1532	0,5363
V3	S	-1,4077	-1,1113	-0,8891	0,0000	-0,7661	-1,9153	-1,4556	-1,0726	-0,6895
V4	P	-0,5186	-0,2223	0,0000	0,9194	0,1532	-0,9960	-0,5363	-0,1532	0,5363
V4	S	-0,8891	-0,5927	-0,3704	0,5363	-0,2298	-1,3790	-0,9194	-0,5363	-0,1532

4.4 Nieve

El valor de carga de nieve por unidad de superficie horizontal puede según CTE:SE-AE Ap. 3.5 es:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Donde:

q_n : Carga de nieve por unidad de superficie horizontal

μ : Coeficiente de forma de la cubierta

s_k : Valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal.

Como en el faldón no existe impedimento al deslizamiento de la nieve, y la inclinación del mismo es de $4,57^\circ$, y por tanto entre 0 y 30° , tal como queda indicado en: CTE: Seguridad estructural acciones en la edificación apartado 3.5.3. El coeficiente de forma de la cubierta toma un valor de:

$$\mu = 1$$

Para la obtención del valor característico de la sobrecarga de nieve se recurre al CTE: Seguridad estructural acciones en la edificación-Anejo E. De donde se extrae la siguiente figura y tabla.

Anejo: Cálculos estructurales



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

La localización donde se ha de implantar la nave industrial: taller de calderería será dentro del polígono industrial Empresarium (Zaragoza). A 200m de altitud, situado en Zona 2 con un valor característico de sobrecarga de nieve de:

$$s_k = 0,50kN / m^2$$

Así la carga de nieve toma un valor de:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0,50 = 0,50 kN / m^2$$

5 Cálculo cerramiento

5.1 Introducción

El objeto de este capítulo, es el de la comprobación del elemento de cerramiento de cubierta, fachadas laterales y frontales.

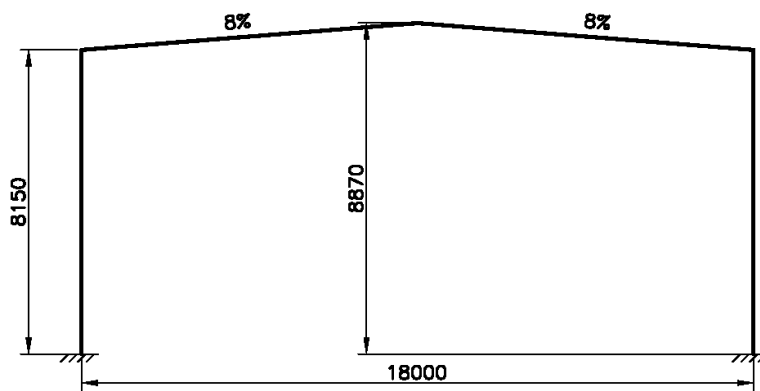
El elemento de cerramiento elegido tanto para cubierta como para fachadas es del tipo:

- Perfil grecado de 30mm de canto y 0,6mm de espesor, del tipo: P/30/206/1030

5.2 Cálculo cerramiento de cubierta

5.2.1 Geometría

La geometría de la cubierta, queda definida con la siguiente imagen:



Luz total: 18m
 Longitud faldón proyección horizontal: 9m
 Diferencia cotas cumbrera-alero: 0,720m
 Inclinación de la cubierta: 8% (4,57°)
 Longitud real del faldón: 9,029m
 Intereje correas: 1,450m

Con estas dimensiones y aprovechando las posibilidades de fabricación del perfil de chapa grecada, se pueden determinar las dimensiones del mismo:

- Perfil grecado de 30mm del tipo: P/30/206/1030 L=9150mm (aprox)

5.2.2 Acciones

Sobre el panel de cubierta se considera la acción de las siguientes cargas:

- Peso propio (perfil grecado)
- Sobrecarga de uso
- Viento
- Nieve

5.2.2.1 Peso propio

Según datos actuales de fabricantes el peso del perfil grecado de 30mm de canto y 0,6mm de espesor, se puede estimar en: 0,056 kN/m².

5.2.2.2 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso estimada es de 0,40 kN/m² (superficie en proyección horizontal de cubierta).

Lo que en dirección ortogonal al cerramiento de la cubierta es: 0,3987 kN/m²

***Nota: Como ya se ha indicado la acción de la sobrecarga de uso en cubierta no será concomitante con el resto de acciones.

5.2.2.3 Viento

La carga de viento sobre la cubierta cambia según la hipótesis y zona considerada de la misma, tal como se puede observar:

Para la comprobación del perfil grecado de cubierta se considera la zona más desfavorable para cada uno de los casos presión / succión:

- Succión: $-1,9153 \text{ kN/m}^2$
- Presión: $+0,5363 \text{ kN/m}^2$

5.2.2.4 Nieve

Por la localización geográfica, en el emplazamiento de la nave industrial: taller de calderería, se considera una carga de nieve de: $0,50 \text{ kN/m}^2$ (superficie en proyección horizontal de cubierta).

Lo que en dirección ortogonal al cerramiento de la cubierta es: $0,4984 \text{ kN/m}^2$.

5.2.3 Hipótesis y combinaciones

Se realiza la comprobación frente a situación persistente o transitoria, para los casos de presión y succión, aplicando la siguiente expresión:

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

La hipótesis más desfavorable sobre el perfil chapa grecada es:

Hipótesis más desfavorable (PP+ VIENTO SUCCIÓN)

$$q_d = 0,8 \cdot 0,056 + 1,5 \cdot (-1,9154) = -2,8283 \text{ kN} / \text{m}^2$$

5.2.4 Características de la chapa grecada y capacidad portante

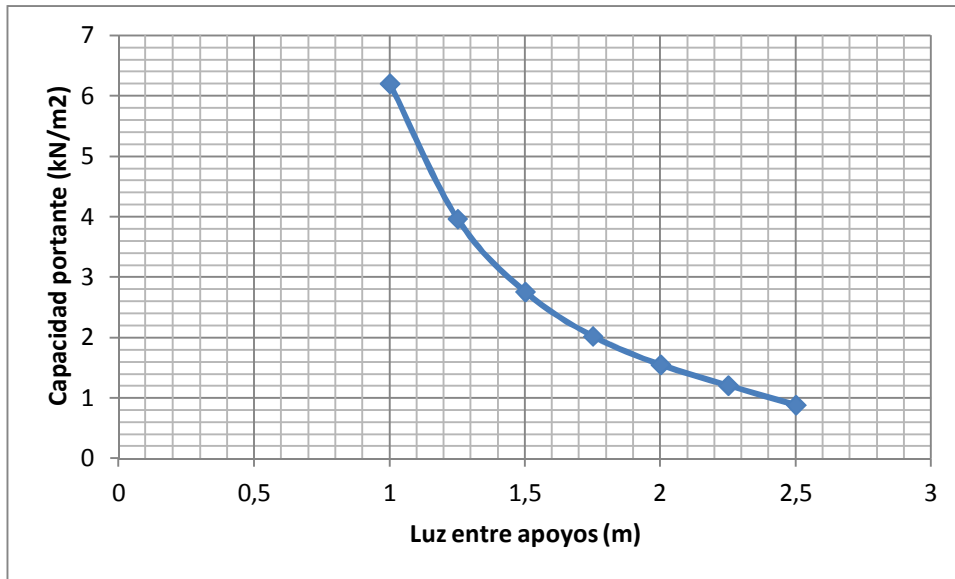
A continuación se presentan las características, del perfil de chapa grecada que se comercializa en la actualidad:

- Ancho útil: 1,030m
- Espesor: 0,6mm
- Canto: 30mm

Las características resistentes, para cuatro o más apoyos por perfil grecado se observan en la siguiente tabla:

Luz (m)	Capacidad portante (kN/m ²)
1	6,1999
1,25	3,9632
1,5	2,7566
1,75	2,0209
2	1,5500
2,25	1,2066
2,5	0,8829

En el siguiente gráfico se aprecia gráficamente la capacidad portante del mismo:



La luz real entre apoyos es de: 1450mm

Por lo tanto su capacidad portante es de: 2,9260 kN/m².

El elemento cumple su función estructural ya que:

$$|q_R| > |q_d| \Rightarrow 2,9260 \text{ kN} / \text{m}^2 > 2,8283 \text{ kN} / \text{m}^2$$

5.3 Cálculo cerramiento de fachada

5.3.1 Geometría

5.3.1.1 Geometría de la fachada lateral

La geometría de la fachada lateral se describe a continuación:

- Altura alero: 8,15m
- Altura muro bloque: 2m
- Separación correas de fachada lateral: 1,540m
- Perfil grecado de 30mm del tipo: P/30/206/1030 L=6470mm (aprox)

5.3.1.2 Geometría de la fachada frontal

La geometría de la fachada frontal se describe a continuación:

- Altura cumbrera: 8,87m
- Altura alero: 8,15m
- Altura muro bloque: 2m
- Separación correas de fachada lateral: 1,540m
- Perfil grecado de 30mm del tipo: P/30/206/1030 L=7250mm (aprox)

5.3.2 Acciones

Sobre el panel de fachadas (laterales y frontales) se considera la acción de las siguientes cargas:

- Peso propio (panel)
- Viento

5.3.2.1 *Peso propio*

Según datos actuales de fabricantes el peso de perfil grecado de 30mm de canto y 0,6mm de espesor, se puede estimar en: 0,056 kN/m².

Debido a la posición en la que se coloca el perfil grecado, está carga tendrá dirección axial y por tanto no afectará a la capacidad resistente del panel.

5.3.2.2 *Viento*

La carga de viento sobre la cubierta cambia según la hipótesis y zona considerada de la misma, tal como se puede observar:

Para la comprobación del perfil grecado de cubierta se considera la zona más desfavorable para cada uno de los casos presión / succión:

- Succión: -1,4556kN/m²
- Presión: +0,9194 kN/m²

5.3.3 *Hipótesis y combinaciones*

Se realiza la comprobación frente a situación persistente o transitoria, para los casos de presión y succión, aplicando la siguiente expresión:

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

La hipótesis más desfavorable sobre el perfil chapa grecada es:

Hipótesis más desfavorable (VIENTO SUCCIÓN)

$$q_d = 1.5 \cdot (-1,4556) = -2,1834 \text{ kN} / \text{m}^2$$

5.3.4 *Características del perfil grecado y capacidad portante*

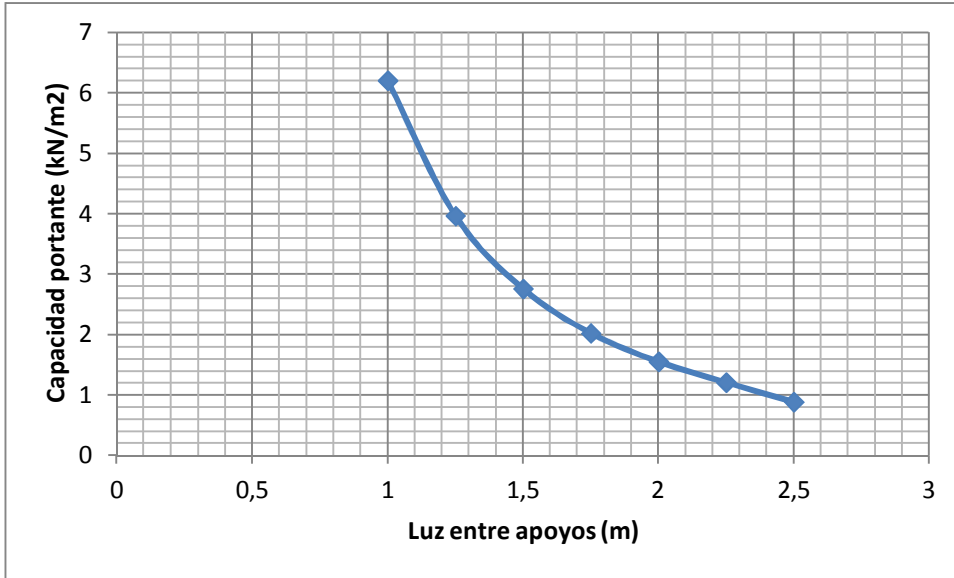
A continuación se presentan las características, del perfil grecado que se comercializa en la actualidad:

- Ancho útil: 1,030m
- Espesor: 0,6mm
- Canto: 30mm

Las características resistentes, para cuatro o más apoyos por perfil grecado se observan en la siguiente tabla:

Luz (m)	Capacidad portante (kN/m ²)
1	6,1999
1,25	3,9632
1,5	2,7566
1,75	2,0209
2	1,5500
2,25	1,2066
2,5	0,8829

En el siguiente gráfico se aprecia gráficamente la capacidad portante del mismo:



La luz real entre apoyos es de: 1540mm (Tal como quede finalmente reflejada en los planos)

Por lo tanto su capacidad portante es de: 2,5817kN/m².

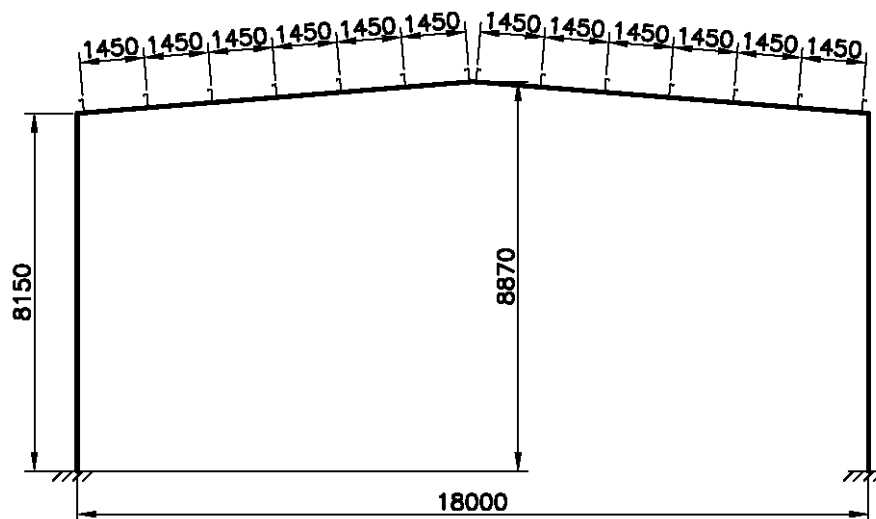
El elemento cumple su función estructural ya que:

$$|q_R| > |q_d| \Rightarrow 2,5817 \text{ kN} / \text{m}^2 > 2,1834 \text{ kN} / \text{m}^2$$

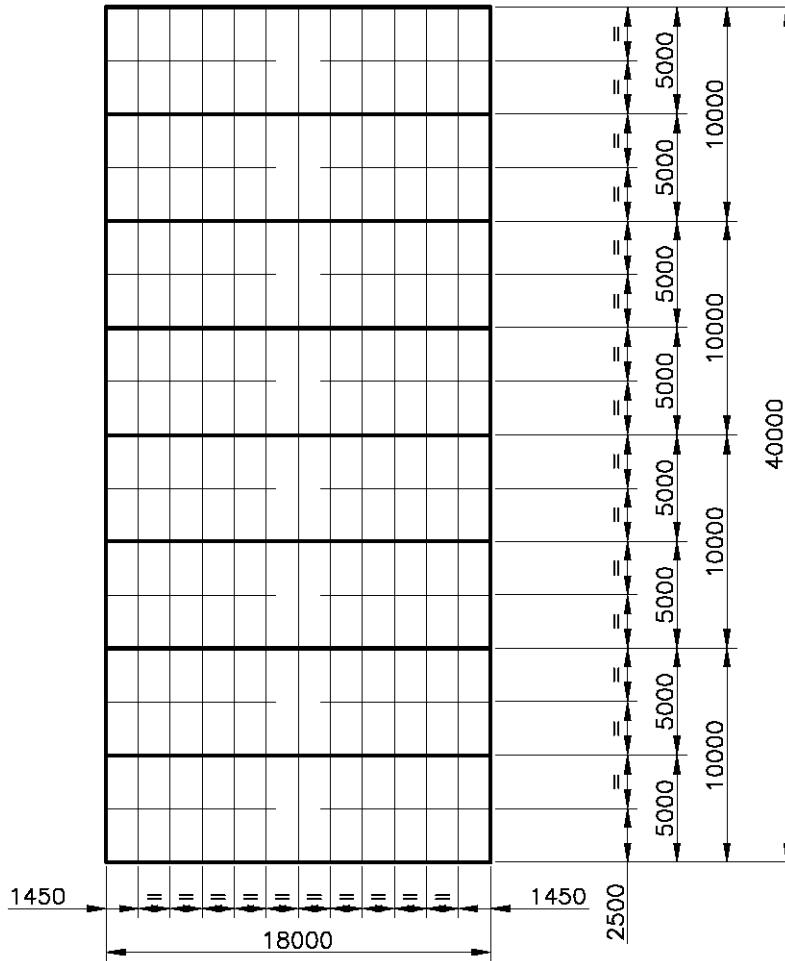
6 Cálculo correas de cubierta

6.1 Introducción

En este capítulo se dimensionan las correas de cubierta. La distribución de las mismas, vistas en alzado, se puede observar en la siguiente imagen:



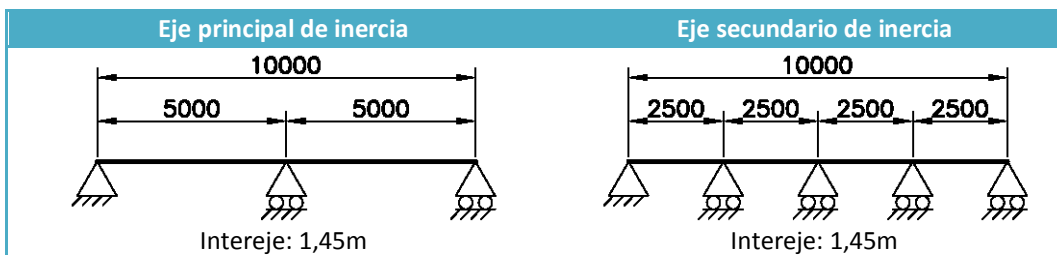
La distribución de las correas de cubierta en planta se puede observar en la siguiente imagen:



6.2 Geometría y condiciones del contorno

Observada la distribución de correas, se considera la correa como barra continua apoyada de dos vanos, en su eje principal de inercia, y como barra continua apoyada de cuatro vanos (materializados por tirantillos que limitan la luz de cada vano a 2,5 metros), en su eje secundario de inercia.

La geometría y condiciones de contorno para las correas de cubierta son:



Para limitar, el efecto del pandeo lateral sobre este elemento, se decide, colocar tornapuntas, de tal manera que generarán puntos de arriostamiento ante pandeo lateral, situados a 0,5m de los apoyos descritos para su eje principal de inercia.

6.3 Acciones

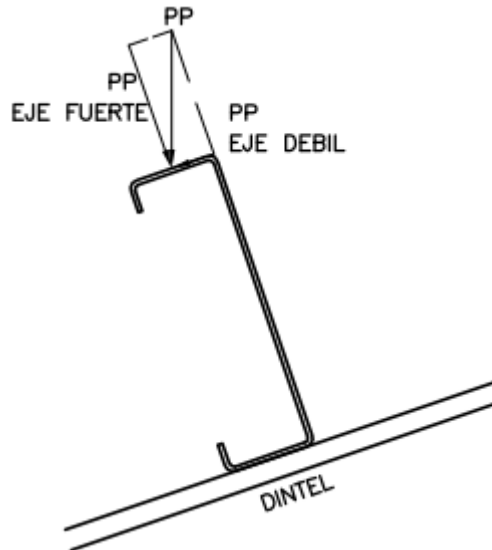
En este apartado se exponen las cargas que actúan sobre las correas de cubierta:

- Peso propio: Peso de la propia correa
- Carga permanente: Peso perfil grecado

- Sobrecarga de uso
- Viento
- Nieve

6.3.1 Peso propio

El peso propio es una fuerza vertical con sentido descendente, dado que la correa, queda inclinada debido a la pendiente de la cubierta, su efecto se descompone en cada uno de los ejes de inercia de la correa, tal como se puede observar en la siguiente figura.



Así, el peso propio del perfil de la correa de cubierta (CF-180x60x3) se puede descomponer en las direcciones principales de inercia de la correa:

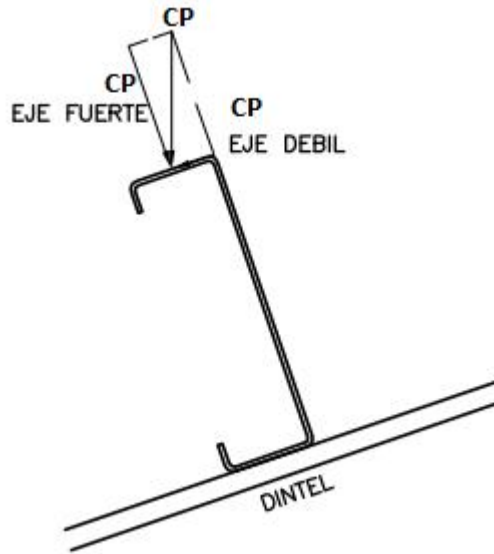
	Vertical	Eje principal de inercia	Eje secundario de inercia
Peso propio perfil correa	0,0740 kN/m	0,0738 kp/m ²	0,0059 kp/m ²

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:



6.3.2 Carga permanente

La carga permanente es una fuerza vertical con sentido descendente, dado que la correa, queda inclinada debido a la pendiente de la cubierta, su efecto se descompone en cada uno de los ejes de inercia de la correa, tal como se puede observar en la siguiente figura.



Así, la carga permanente del peso del perfil gredado de cubierta se puede descomponer en las direcciones principales de inercia de la correa:

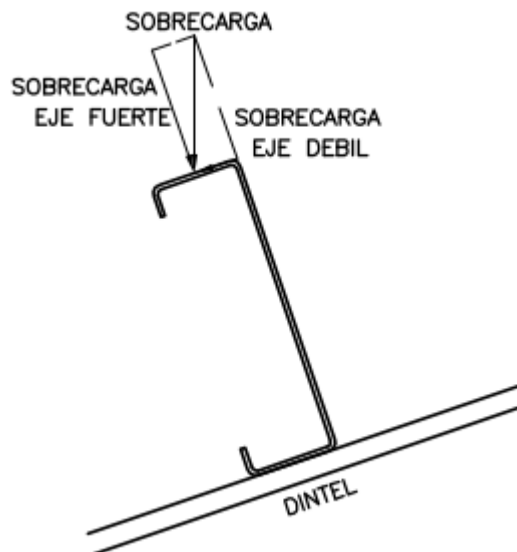
	Vertical	Eje principal de inercia	Eje secundario de inercia
Carga permanente perfil gredado	0,0560 kN/m ²	0,0558 kp/m ²	0,0045 kp/m ²

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:



6.3.3 Sobrecarga de uso: Cubierta

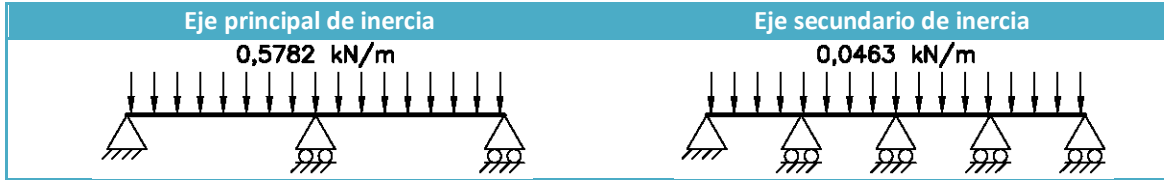
La sobrecarga de uso sobre la cubierta es una fuerza vertical con sentido descendente, dado que la correa, queda inclinada debido a la pendiente de la cubierta, su efecto se descompone en cada uno de los ejes de inercia de la correa, tal como se puede observar en la siguiente figura.



Así la sobrecarga de uso se puede descomponer en las direcciones principales de inercia de la correa:

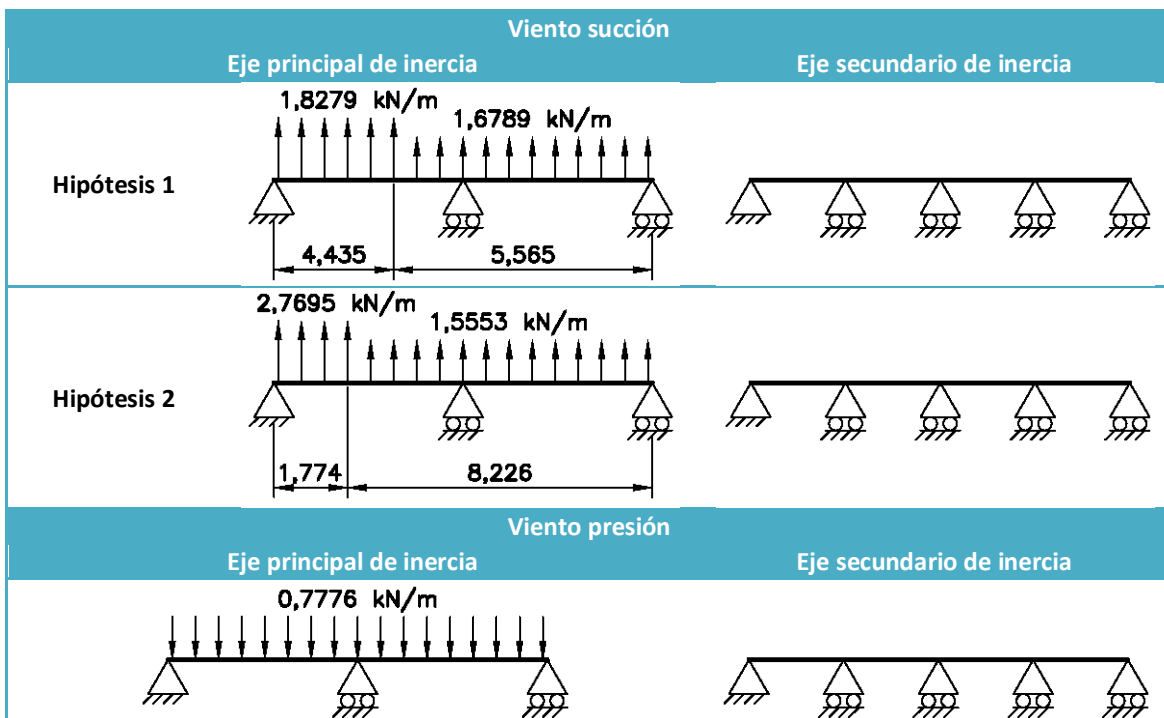
	Vertical	Eje principal de inercia	Eje secundario de inercia
Sobrecarga de uso	-0,4 kN/m ²	-0,3987 kp/m ²	-0,0319 kp/m ²

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:



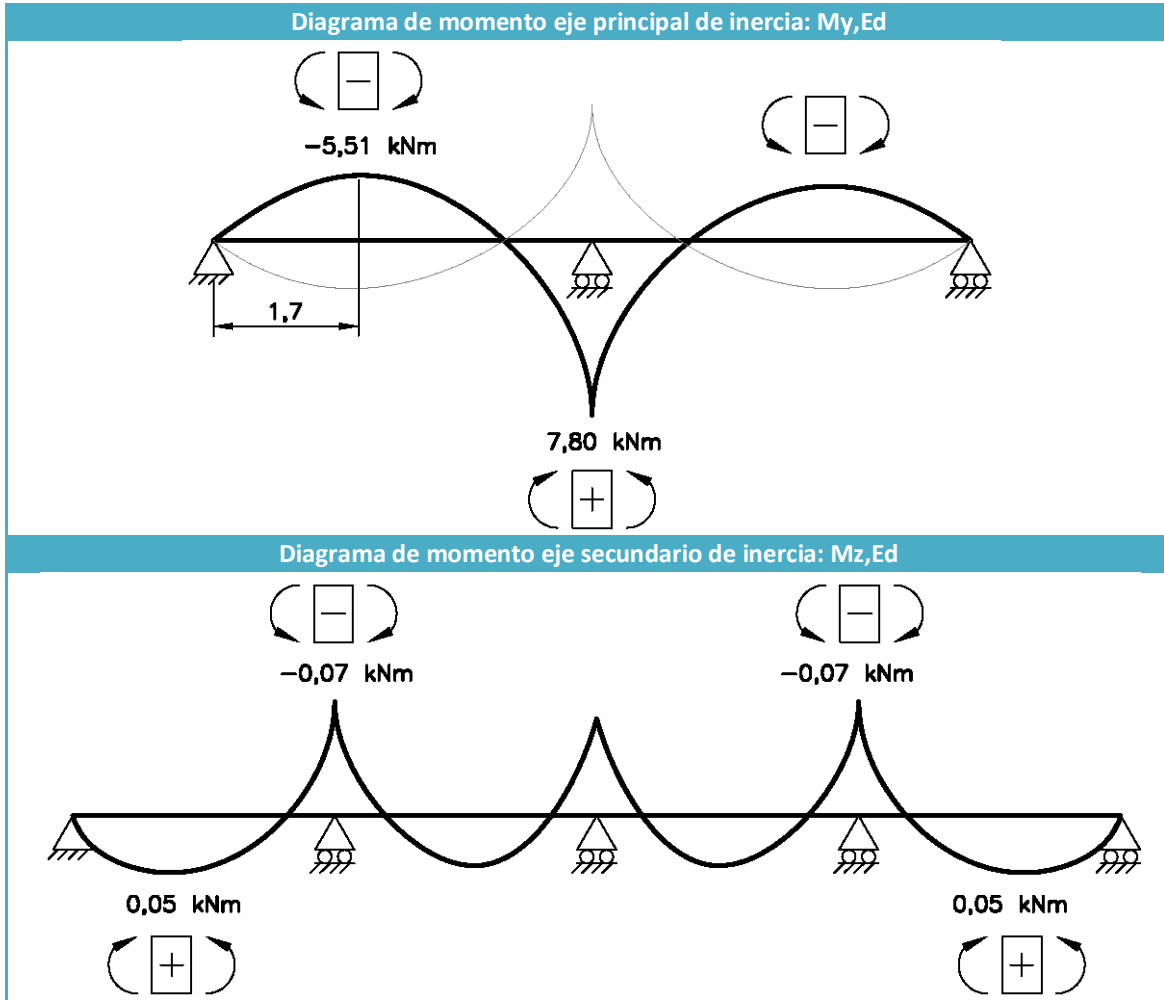
6.3.4 Viento

Para el cálculo estructural de la correa, se utilizan las cargas que provocan esfuerzos de mayor cuantía sobre la correa. Esta se puede observar en los siguientes gráficos:



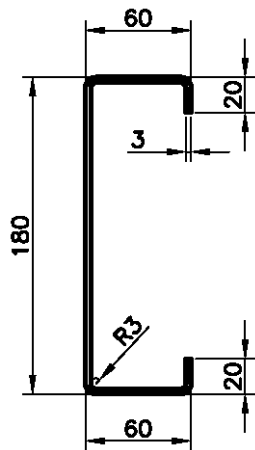
6.3.5 Nieve

La carga de nieve es una fuerza vertical con sentido descendente, dado que la correa, queda inclinada debido a la pendiente de la cubierta, su efecto se descompone en cada uno de los ejes de inercia de la correa, tal como se puede observar en la siguiente figura.



6.5 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para el perfil CF-180x60x3 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 9,6 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 458 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 44,5 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 0,288 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= 50,9 \text{ cm}^3 \\
 W_z &= 10,5 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 6,91 \text{ cm} \\
 i_z &= 2,15 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 2,41 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,0740 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

Dado que la sección este caso se trata de un perfil conformado en frío de chapa plegada, se comprueba que sus límites de esbeltez resultan admisibles según CTE, SE-A Tabla 5.5

Límites de esbeltez para secciones de perfiles conformados en frío de chapa plegada		
Elemento a comprobar	Límite admisible $\frac{d}{t} \leq$	$\frac{d}{t} \leq$
Elemento con un borde libre	30	6,67
Elemento con un borde rigidizado por pliegue	90	20
Elemento interior	250	60

Se observa que el elemento cumple con los límites de esbeltez impuestos

6.6 Comprobaciones de la sección

6.6.1 Resistencia de la sección a cortante

La cuantía de los esfuerzos cortantes que actúan sobre la barra, se consideran despreciables ante las capacidades resistentes a los mismos de la sección

6.6.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

Mediante criterios conservadores, y siempre del lado de la seguridad, los esfuerzos de cálculo para la comprobación de la sección ante la interacción de esfuerzos son los siguientes:

N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN·m)	$M_{z,Ed}$ (kN·m)
0	-7,80	-0,07

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: CF-180x60x3 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 7,80 \text{ kN·m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0,07 \text{ kN·m}$

Área $A = 9,6 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 251,43 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 50,9 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 13,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 10,5 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{el,Rd,z} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 2,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0 + 0,5851 + 0,0255 \geq 1 \quad 0,6106 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

6.7 Comprobaciones de la barra

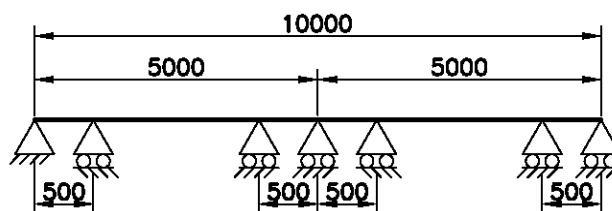
6.7.1 Comprobación pandeo lateral

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: CF-180x60x3 frente a inestabilidad por flexión: pandeo lateral.

Antes de proceder con la comprobación propiamente dicha, se introducen los siguientes comentarios

Dado que la barra, queda sometida a momentos flectores en sus dos ejes de inercia y en esta comprobación, únicamente se tiene en cuenta la contribución en su eje principal de inercia, se dejará, el suficiente margen de aprovechamiento, para que la barra sea capaz de soportar también la flexión en su eje secundario.

Por otra parte y como ya se ha indicado anteriormente, con el fin de mejorar la resistencia de la barra ante pandeo lateral, se colocarán tornapuntas en los puntos de apoyo del eje principal de inercia, limitando así la longitud ante puntos, arriostrados contra el pandeo lateral. En el siguiente gráfico se observan:



Respecto a la inestabilidad ante pandeo lateral de la correa, se extraen las siguientes conclusiones:

- El ala en contacto con el perfil de chapa grecada, se considera arriostrado ante pandeo lateral.
- La zona entre apoyos (ejión y tornapunta) no se considera susceptible de pandeo lateral, ya que no supera la longitud de 40 veces el radio de giro mínimo de la sección.

Con el fin de determinar el coeficiente C1, para la comprobación de pandeo lateral, se presenta el diagrama de momentos flectores entre puntos de apoyo y su aproximación.

Diagrama de momentos flectores real:

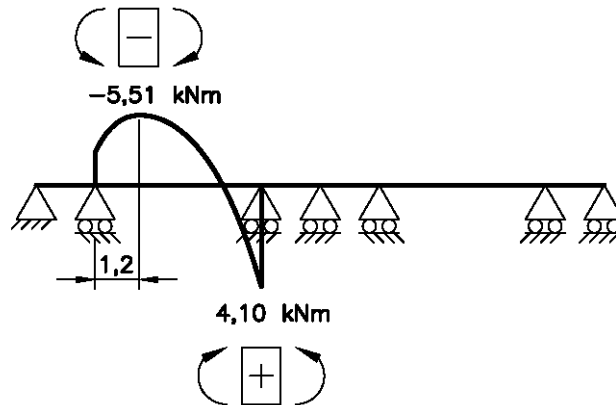
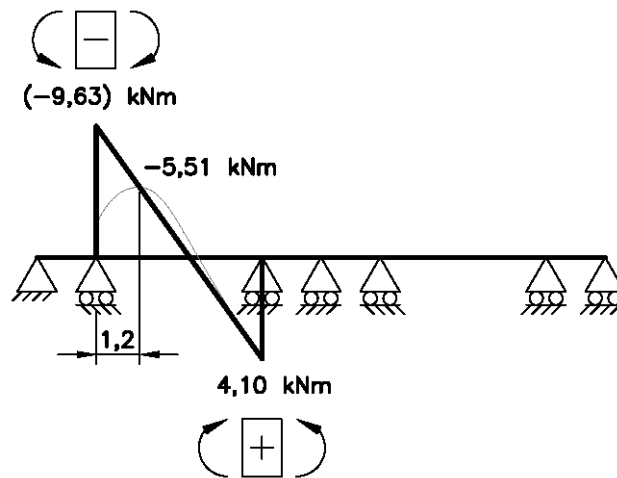


Diagrama de momentos flectores aproximado:



Así se puede obtener un coeficiente: $\psi = -1/4$ Lo que supone un coeficiente $C_1 = 2,28$

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Módulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 5,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 2,28$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 4 \text{ m}$

Módulo torsión de la sección: $I_T = 0,288 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 44,5 \text{ cm}^4$

Módulo resistente elástico de la sección, respecto eje y: $W_y = 50,9 \text{ cm}^3$

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 2,41 \text{ cm}$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 8,36 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 8,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 12,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 1,0760$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2] = 1,4118$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,4300$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 5,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

Quedando un aprovechamiento del 3,84% suficiente para poder soportar conjuntamente la flexión en su eje secundario de inercia.

6.8 Desplazamientos

Sobre la correa, se producen desplazamientos verticales provocados por el peso propio, sobrecarga de cubierta, viento y nieve.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: $L/300$ "

6.8.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Empleando criterios conservadores se prefiere emplear la combinación frecuente ya que atañe a efectos de corta duración reversibles. Se realiza la siguiente combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

6.8.2 Desplazamientos: verticales

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Carga permanente: Perfil chapa grecada	-0,285
Peso propio: Correa	-0,26
Sobrecarga uso cubierta	-2,03
Viento succión	+7,69
Viento presión	-2,74
Nieve	-2,54

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: 4,84mm

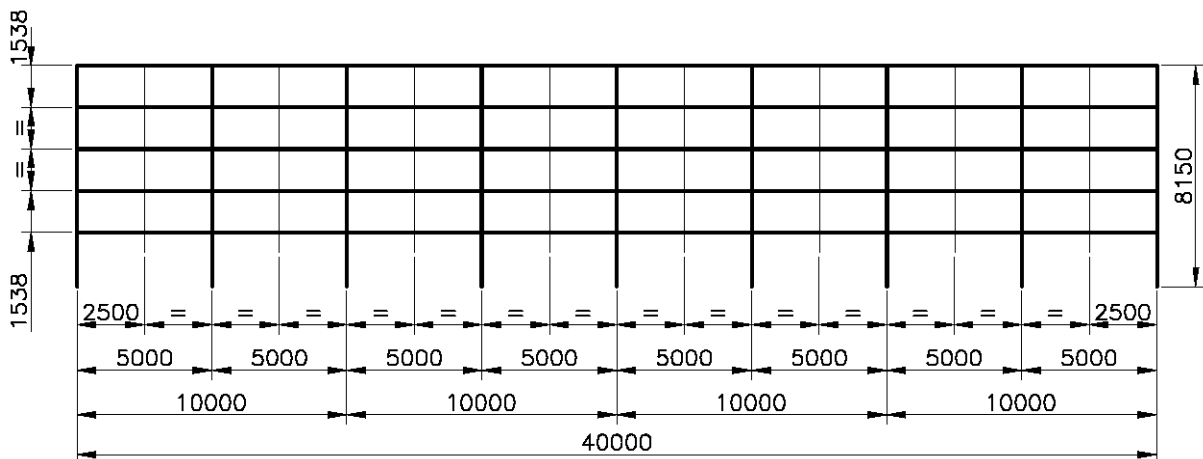
Lo que supone un: L/1033 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/300.

7 Cálculo correas de fachada lateral

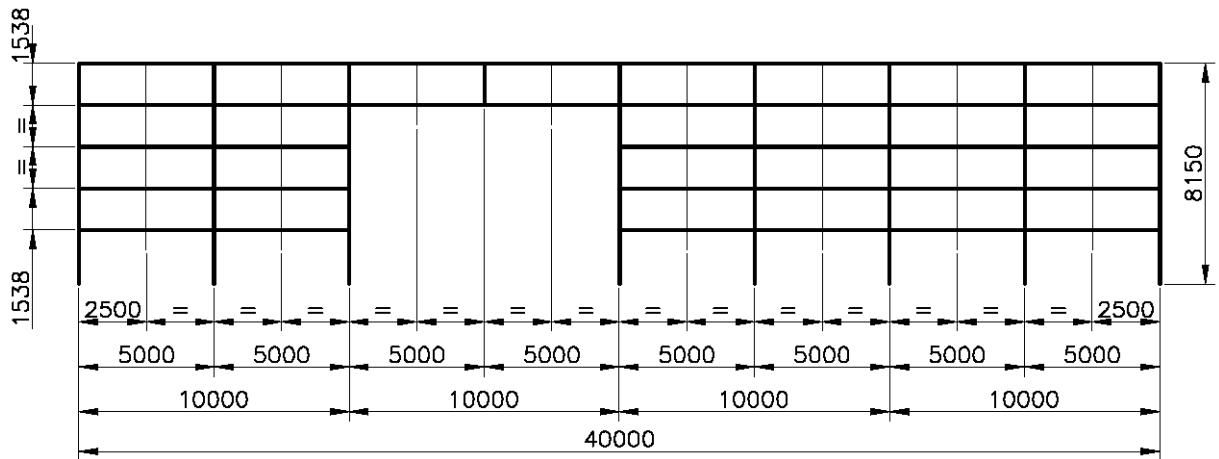
7.1 Introducción

En este capítulo se dimensionan las correas de las fachadas laterales. La distribución de las mismas, se puede observar en las siguientes vistas de alzado:

Vista desde exterior de fachada Oeste



Vista desde exterior de fachada Este



En este capítulo se recogen los cálculos, por separado de:

- Correa fachada lateral estándar
- Correa fachada lateral superior

Esto es debido a que la correa superior es la que soporta la acción transmitida por los tirantillos

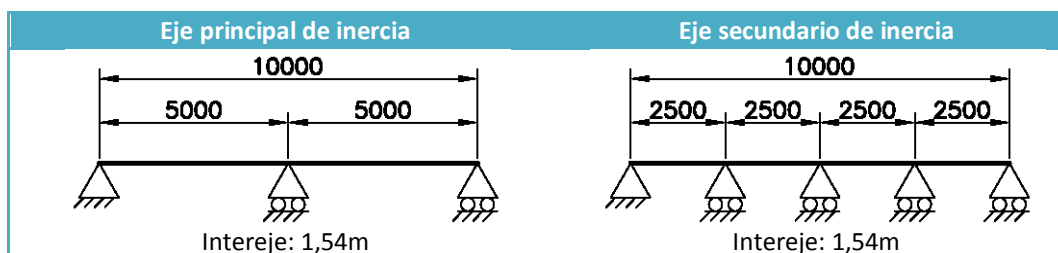
7.2 Correa estándar fachada lateral

Con esta denominación de correas de fachada lateral se designa a las correas inferiores y centrales, distribuidas en estas fachadas (excluyendo las superiores).

7.2.1 Geometría y condiciones del contorno

Observada la distribución de correas, se considera la correa como barra continua apoyada de dos vanos, en su eje principal de inercia, y como barra continua apoyada de cuatro vanos (materializados por tirantillos que limitan la luz de cada vano a 2,5 metros), en su eje secundario de inercia.

La geometría y condiciones de contorno para las correas estándar de fachada lateral son:



Para limitar, el efecto del pandeo lateral sobre este elemento, se decide, colocar tornapuntas, de tal manera que generarán puntos de arriostamiento ante pandeo lateral, situados a 0,5m de los apoyos descritos para su eje principal de inercia.

7.2.2 Acciones

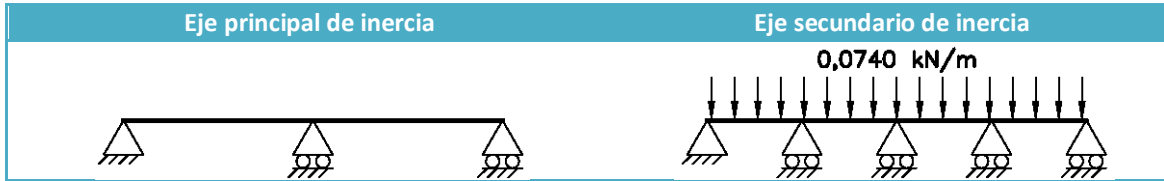
En este apartado se exponen las cargas que actúan sobre las correas de fachada lateral:

- Peso propio: Peso de la propia correa
- Carga permanente: Peso perfil grecado
- Sobrecarga de uso
- Viento
- Nieve

7.2.2.1 *Peso propio*

El peso del perfil de la correa CF-180x60x3 es de: 0,0734kN/ml.

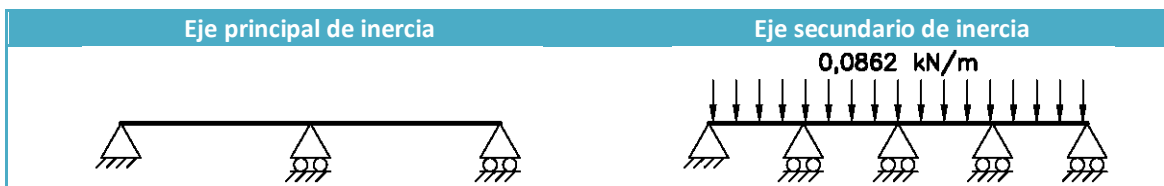
La correa queda cargada según los siguientes gráficos:



7.2.2.2 *Carga permanente*

El peso del perfil grecado de 30mm de canto y 0,6mm de espesor, se puede estimar en: 0,056 kN/m².

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:

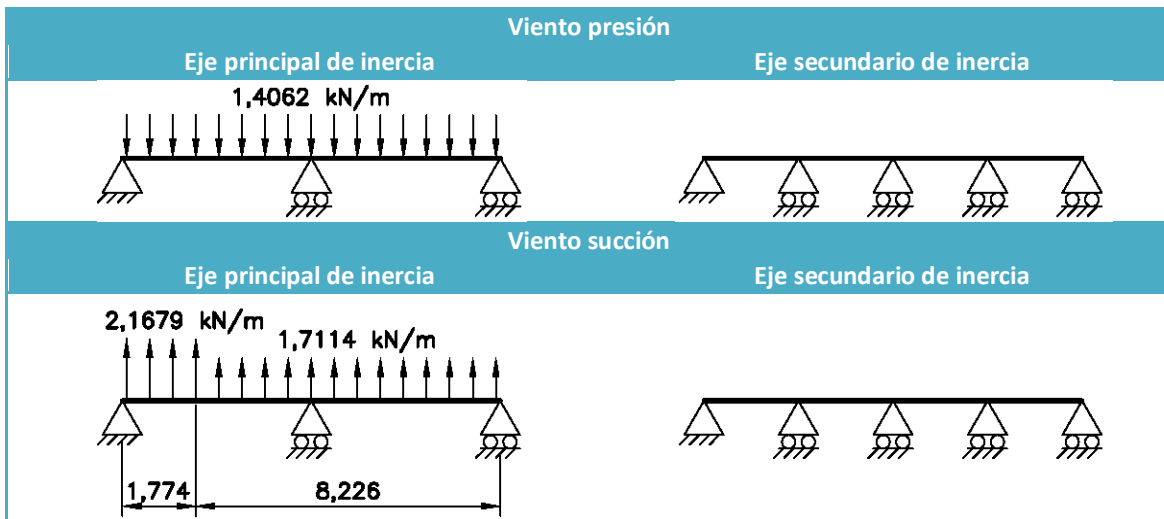


7.2.2.3 *Sobrecarga de uso*

La sobrecarga de uso no produce ninguna acción sobre las correas de fachada lateral.

7.2.2.4 *Viento*

Para el cálculo estructural de la correa, se utilizan las cargas que provocan esfuerzos de mayor cuantía sobre la correa. Estas se pueden observar en los siguientes gráficos:



7.2.2.5 *Nieve*

La nieve no produce ninguna acción sobre las correas de fachada lateral.

7.2.3 *Hipótesis y combinaciones*

Las cargas que se han presentado anteriormente son:

PP CORREA

CP GRECADO

VIENTO PRESIÓN

VIENTO SUCCIÓN

Donde:

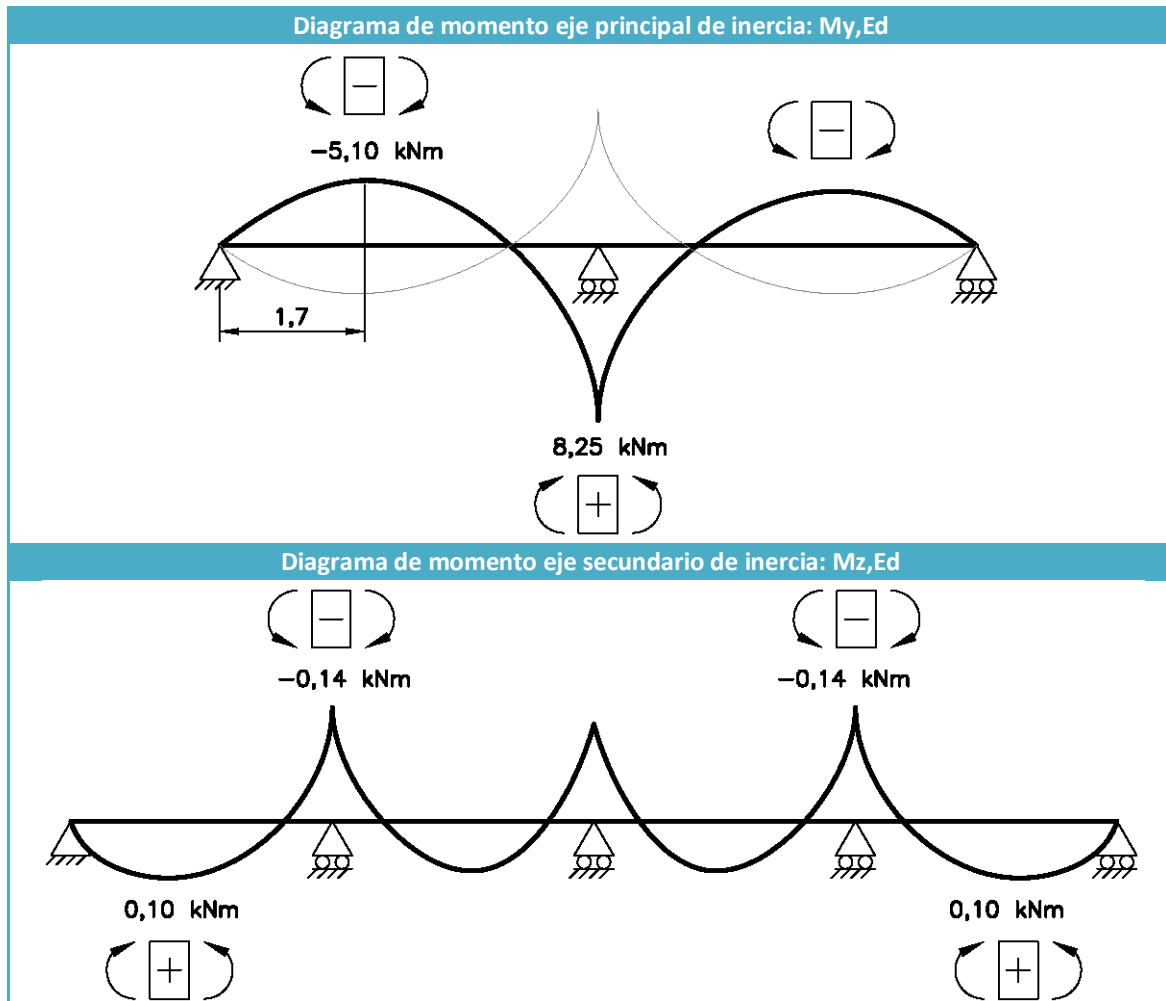
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

7.2.4 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

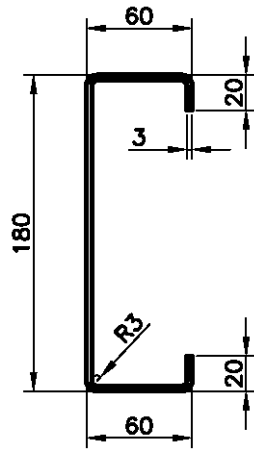
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:



7.2.5 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para el perfil CF-180x60x3 son:



$$A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 458 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 44,5 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 0,288 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 50,9 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 10,5 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 6,91 \text{ cm}$$

$$i_z = 2,15 \text{ cm}$$

$$i_{f,z} = 2,41 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,0740 \text{ kN / m}$$

Dado que la sección este caso se trata de un perfil conformado en frío de chapa plegada, se comprueba que sus límites de esbeltez resultan admisibles según CTE, SE-A Tabla 5.5

Límites de esbeltez para secciones de perfiles conformados en frío de chapa plegada			
Elemento a comprobar	Límite admisible	$\frac{d}{t} \leq$	$\frac{d}{t} \leq$
Elemento con un borde libre	30		6,67
Elemento con un borde rigidizado por pliegue	90		20
Elemento interior	250		60

Se observa que el elemento cumple con los límites de esbeltez impuestos

7.2.6 Comprobaciones de la sección

7.2.6.1 Resistencia de la sección a cortante

La cuantía de los esfuerzos cortantes que actúan sobre la barra, se consideran despreciables ante las capacidades resistentes a los mismos de la sección

7.2.6.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: CF-180x60x3 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 8,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0,07 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 9,6 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 251,43 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 50,9 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 13,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 10,5 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{el,Rd,z} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 2,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0 + 0,6189 + 0,0255 \geq 1 \quad 0,6443 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

7.2.7 Comprobaciones de la barra

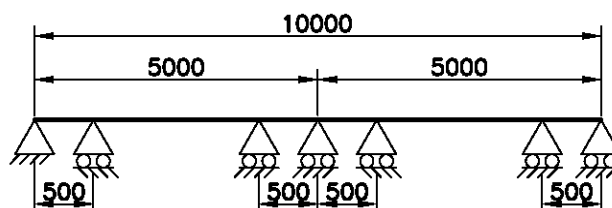
7.2.7.1 Comprobación pandeo lateral

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: CF-180x60x3 frente a inestabilidad por flexión: pandeo lateral.

Antes de proceder con la comprobación propiamente dicha, se introducen los siguientes comentarios

Dado que la barra, queda sometida a momentos flectores en sus dos ejes de inercia y en esta comprobación, únicamente se tiene en cuenta la contribución en su eje principal de inercia, se dejará, el suficiente margen de aprovechamiento, para que la barra sea capaz de soportar también la flexión en su eje secundario.

Por otra parte y como ya se ha indicado anteriormente, con el fin de mejorar la resistencia de la barra ante pandeo lateral, se colocarán tornapuntas en los puntos de apoyo del eje principal de inercia, limitando así la longitud ante puntos, arriostros contra el pandeo lateral. En el siguiente gráfico se observan:



Respecto a la inestabilidad ante pandeo lateral de la correa, se extraen las siguientes conclusiones:

- El ala en contacto con el perfil de chapa grecada, se considera arriostrado ante pandeo lateral.
- La zona entre apoyos (eji3n y tornapunta) no se considera susceptible de pandeo lateral, ya que no supera la longitud de 40 veces el radio de giro m3nimo de la secci3n.

Con el fin de determinar el coeficiente C_1 , para la comprobaci3n de pandeo lateral, se presenta el diagrama de momentos flectores entre puntos de apoyo y su aproximaci3n.

Diagrama de momentos flectores real:

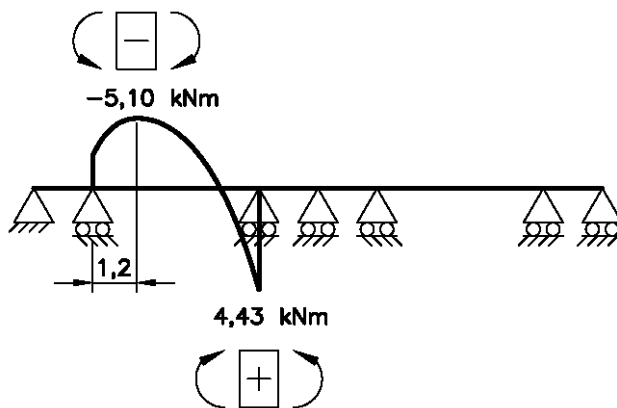
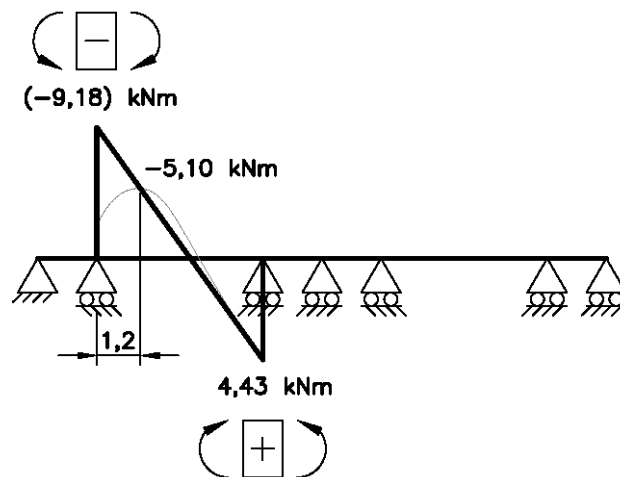


Diagrama de momentos flectores aproximado:



As3 se puede obtener un coeficiente: $\psi = -1/4$ Lo que supone un coeficiente $C_1 = 2,28$

Esta comprobaci3n de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del C3digo T3cnico de la Edificaci3n-Seguridad estructural acero.

M3dulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

M3dulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensi3n l3mite el3stico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 5,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 2,28$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 4 \text{ m}$

Módulo torsión de la sección: $I_T = 0,288 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 44,5 \text{ cm}^4$

Módulo resistente elástico de la sección, respecto eje y: $W_y = 50,9 \text{ cm}^3$

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 2,41 \text{ cm}$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 8,36 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 8,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 12,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 1,0760$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2] = 1,4118$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,4300$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 5,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

Quedando un aprovechamiento del 10,99% suficiente para poder soportar conjuntamente la flexión en su eje secundario de inercia.

7.2.8 Desplazamientos

Sobre la correa, se producen desplazamientos verticales provocados por el peso propio y horizontales provocados por la acción del viento.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: $L/300$ "

7.2.9 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Empleando criterios conservadores se prefiere emplear la combinación frecuente ya que atañe a efectos de corta duración reversibles. Se realiza la siguiente combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

7.2.9.1 Desplazamientos: verticales

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Carga permanente: Perfil grecado fachada	-0,20
Peso propio: Correa	-0,23

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: 0,53mm

Lo que supone un: $L/4716$ de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de $L/300$.

7.2.9.2 Desplazamientos: horizontales

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Viento presión	-4,95
Viento succión	6,86

El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: 4,12mm

Lo que supone un: $L/1213$ de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de $L/300$.

7.3 Correa superior fachada lateral

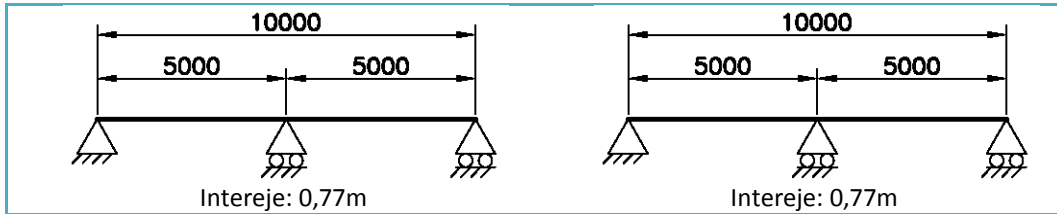
Con esta denominación se designa únicamente a las correas superiores (situadas próximas al alero) de las fachadas laterales del edificio

7.3.1 Geometría y condiciones del contorno

Observada la distribución de esta correa en particular, se considera como barra continua apoyada de dos vanos, para ambos ejes de inercia.

La geometría y condiciones de contorno para las correas superiores de fachada lateral son:

Eje principal de inercia	Eje secundario de inercia
--------------------------	---------------------------



***Nota: Dado que se empleará una barra de sección compuesta para soportar las cargas a las que está sometida. Se vincula, en este caso, el eje principal de inercia con las cargas horizontales y el eje secundario de inercia con las cargas verticales.

7.3.2 Acciones

En este apartado se exponen las cargas que actúan sobre las correas superiores de fachada lateral:

- Peso propio: Peso de la propia correa
- Carga permanente: Peso perfil grecado y transmitido por el tirantillo (peso correas más peso perfil grecado más peso tirantillo)
- Sobrecarga de uso
- Viento
- Nieve

7.3.2.1 Peso propio

El peso del perfil de la correa 2xCF-180x60x3 (en cajón) es de: 0,1468kN/ml.

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:



7.3.2.2 Carga permanente

Como ya se ha indicado, dentro del efecto de la carga permanente, se pueden considerar por separado el efecto del peso del perfil grecado y el efecto del tirantillo (peso correas más peso perfil grecado más peso tirantillo).

7.3.2.2.1 Peso propio: Perfil grecado

El peso del perfil grecado de 30mm de canto y 0,6mm de espesor, se puede estimar en: 0,056 kN/m².

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:



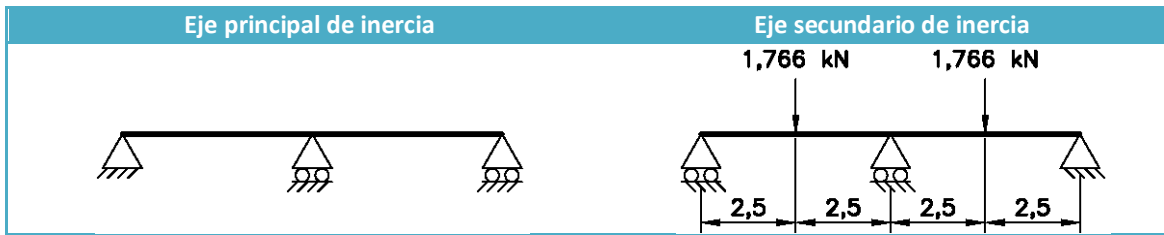
7.3.2.2.2 Peso propio: Tirantillo

Cada tirantillo transmiten a la correa superior de la fachada lateral los siguientes efectos:

- Peso del tirantillo: 0,061 kN
- Peso correas: 0,844 kN
- Peso perfil chapa grecada fachada: 0,861 kN

La acción total del tirantillo es: 1,766 kN

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:

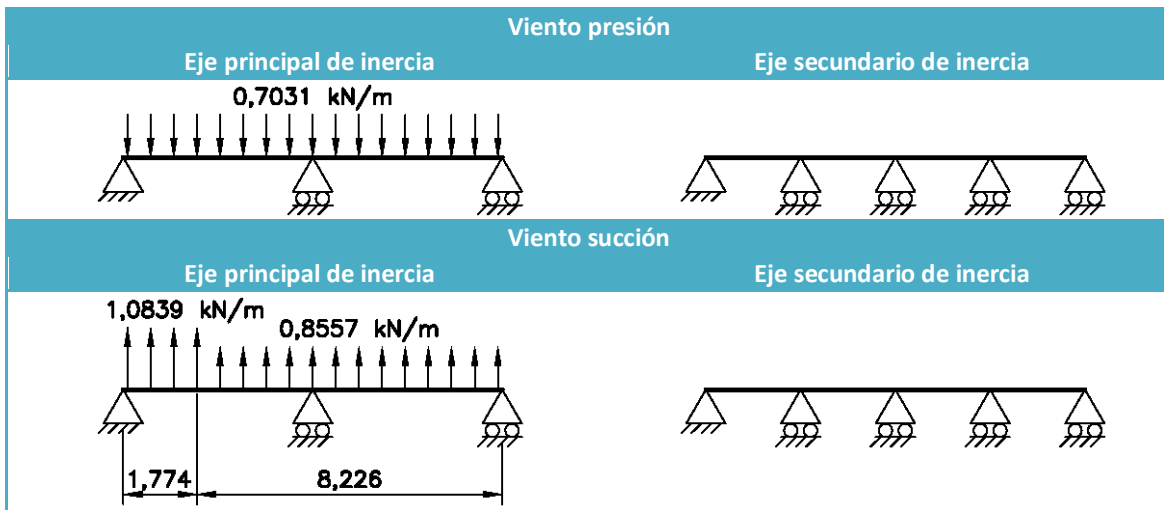


7.3.2.3 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso no produce ninguna acción sobre las correas de fachada lateral.

7.3.2.4 Viento

Para el cálculo estructural de la correa, se utilizan las cargas que provocan esfuerzos de mayor cuantía sobre la correa. Estas se pueden observar en los siguientes gráficos:



7.3.2.5 Nieve

La nieve no produce ninguna acción sobre las correas de fachada lateral.

7.3.3 Hipótesis y combinaciones

Las cargas que se han presentado anteriormente son:

PP_CORREA

CP_TIRANTILLO

VIENTO_PRESIÓN

CP_GRECADO

VIENTO_SUCCIÓN

Donde:

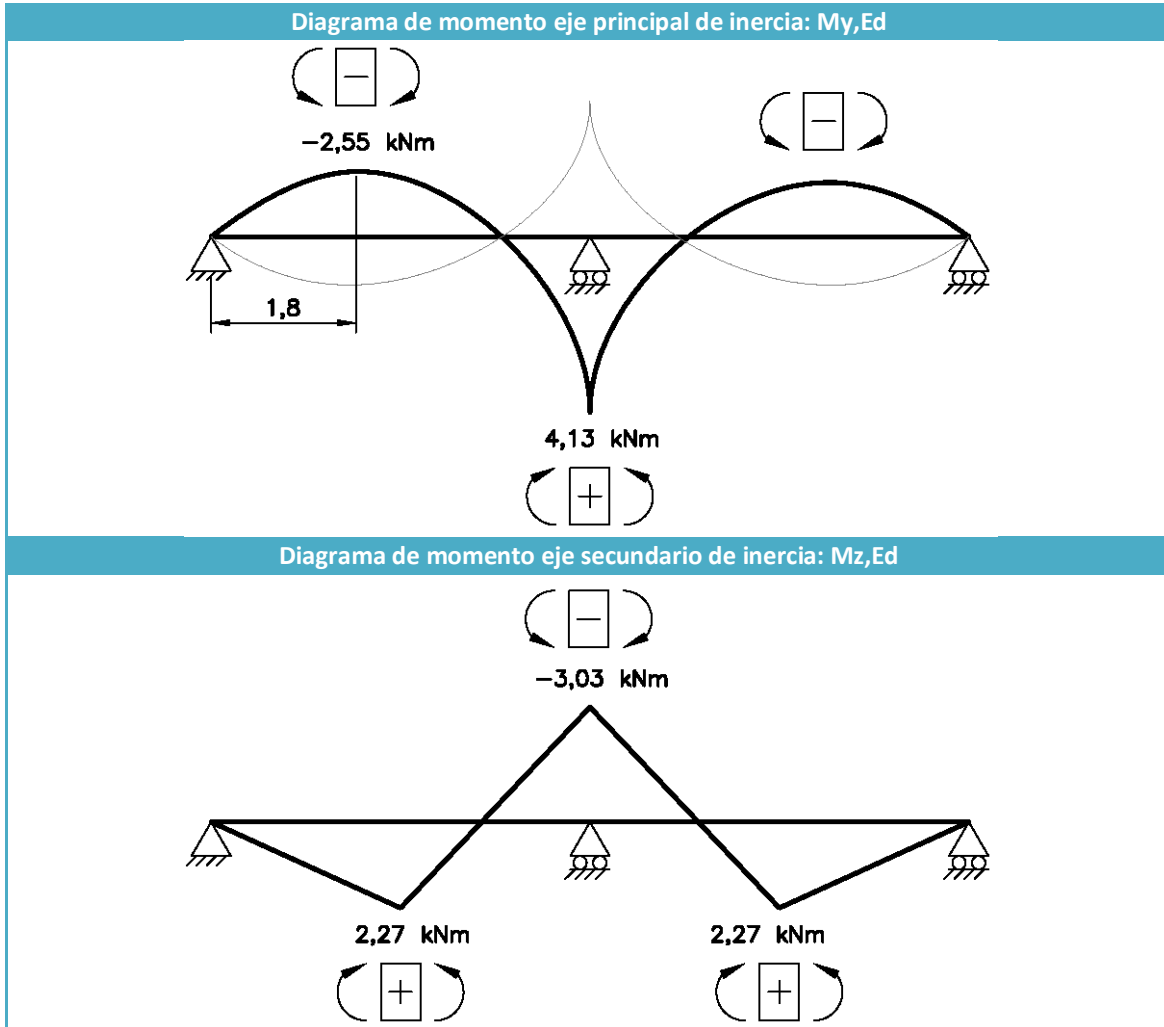
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

7.3.4 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

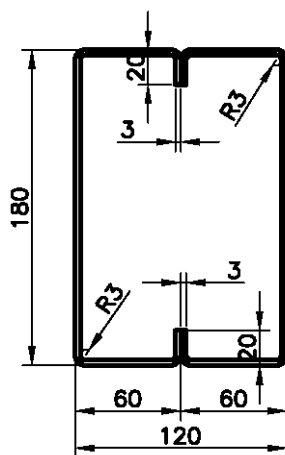
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:



7.3.5 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para la sección de la barra 2xCF-180x60x3 (en cajón) son:



$$\begin{aligned}
 A &= 19,2 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 916 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 101,8 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 886 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= 101,8 \text{ cm}^3 \\
 W_z &= 72,6 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 6,91 \text{ cm} \\
 i_z &= 4,76 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 4,39 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,1468 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

Dado que la sección este caso se trata de un perfil conformado en frío de chapa plegada, se comprueba que sus límites de esbeltez resultan admisibles según CTE, SE-A Tabla 5.5

Límites de esbeltez para secciones de perfiles conformados en frío de chapa plegada		
Elemento a comprobar	Límite admisible $\frac{d}{t} \leq$	$\frac{d}{t} \leq$
Elemento con un borde libre	30	6,67
Elemento con un borde rigidizado por pliegue	90	20
Elemento interior	250	60

Se observa que el elemento cumple con los límites de esbeltez impuestos

7.3.6 Comprobaciones de la sección

7.3.6.1 Resistencia de la sección a cortante

La cuantía de los esfuerzos cortantes que actúan sobre la barra, se consideran despreciables ante las capacidades resistentes a los mismos de la sección

7.3.6.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: 2xCF-180x60x3 (en cajón) frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 4,13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 3,03 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 19,2 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 502,86 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 101,8 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 26,66 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 72,6 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{el,Rd,z} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 19,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0 + 0,1549 + 0,1594 \geq 1 \quad 0,3143 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

7.3.7 Comprobaciones de la barra

7.3.7.1 Comprobación pandeo lateral

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: 2xCF-180x60x3 (en cajón) frente a inestabilidad por flexión: pandeo lateral.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Módulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 4,13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 5 \text{ m}$

Módulo torsión de la sección: $I_T = 886 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 435,8 \text{ cm}^4$

Módulo resistente elástico de la sección, respecto eje y: $W_y = 101,8 \text{ cm}^3$

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 4,39 \text{ cm}$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 509,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 16,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 509,46 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,2344$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra: $\alpha_{LT} = 0,76$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2] = 0,5406$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,9731$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 25,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

Quedando un aprovechamiento del 84% suficiente para poder soportar conjuntamente la flexión en su eje secundario de inercia.

7.3.8 Desplazamientos

Sobre la correa, se producen desplazamientos verticales provocados por el peso propio y horizontales provocados por la acción del viento.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: L/300"

7.3.9 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Empleando criterios conservadores se prefiere emplear la combinación frecuente ya que atañe a efectos de corta duración reversibles. Se realiza la siguiente combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

7.3.9.1 Desplazamientos: verticales

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Carga permanente: Perfil grecado fachada	-0,16
Carga permanente: Tirantillos fachada	-2,25
Peso propio: Correa	-0,54

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: 2,95mm

Lo que supone un: $L/1694$ de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de $L/300$.

7.3.9.2 Desplazamientos: horizontales

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Viento presión	-1,24
Viento succión	1,73

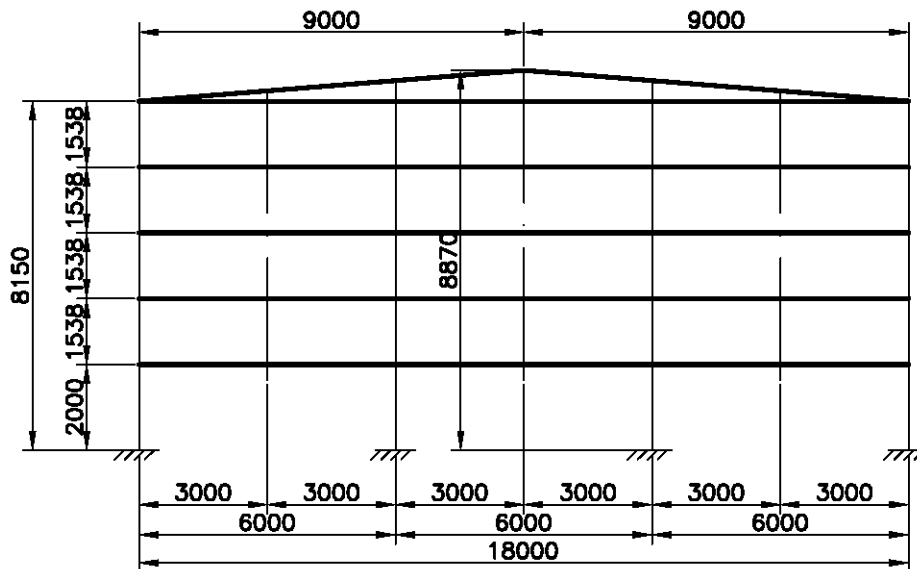
El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: 1,04mm

Lo que supone un: $L/4807$ de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de $L/300$.

8 Cálculo correas de fachada frontal sur

8.1 Introducción

En este capítulo se dimensionan las correas de las fachadas frontal Sur. La distribución de las mismas, vistas en alzado, se puede observar en la siguiente imagen:

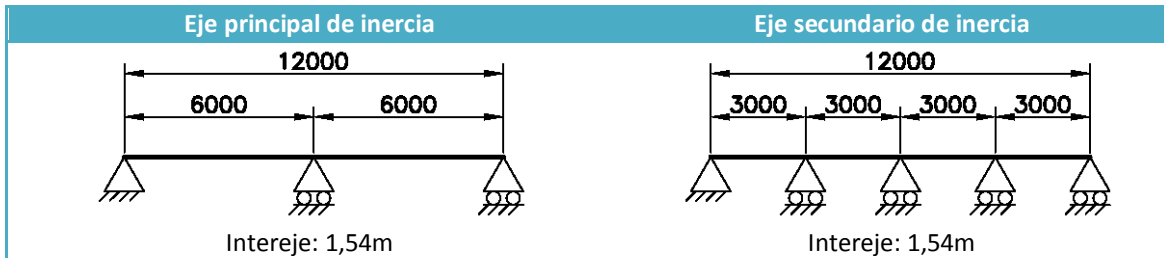


8.2 Geometría y condiciones del contorno

Observada la distribución de las correas, y con el fin de evitar correas biapoyadas de solo un vano (en su eje principal de inercia), situación muy desfavorable para el cálculo estructural, se dispondrán de conectores de correas, que garantizarán, el funcionamiento de cada correa, al menos, como viga continua de dos vanos. A excepción de las correas inclinadas, apoyadas directamente sobre el dintel, en suficientes puntos, que permitirá desprestigiar estos esfuerzos para el dimensionamiento de estas correas.

Por otra parte, y tal como se puede observar en la imagen anterior, se dispondrán tirantillos, para limitar la luz, en el eje secundario de inercia de la correa, a 3 metros.

La geometría y condiciones de contorno para las correas indicadas son:



Para limitar, el efecto del pandeo lateral sobre este elemento, se decide, colocar tornapuntas, de tal manera que generarán puntos de arriostamiento ante pandeo lateral, situados a 0,75m de los apoyos descritos para su eje principal de inercia.

8.3 Acciones

En este apartado se exponen las cargas que actúan sobre las correas de fachada frontal sur:

- Peso propio: Peso de la propia correa
- Carga permanente: Peso perfil grecado
- Sobrecarga de uso
- Viento
- Nieve

8.3.1 Peso propio

El peso del perfil de la correa CF-200x75x3 es de: 0,0852kN/ml.

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:



8.3.2 Carga permanente

El peso del perfil grecado de 30mmde canto y 0,6mm de espesor, se puede estimar en: 0,056 kN/m².

La correa queda cargada según los siguientes gráficos:

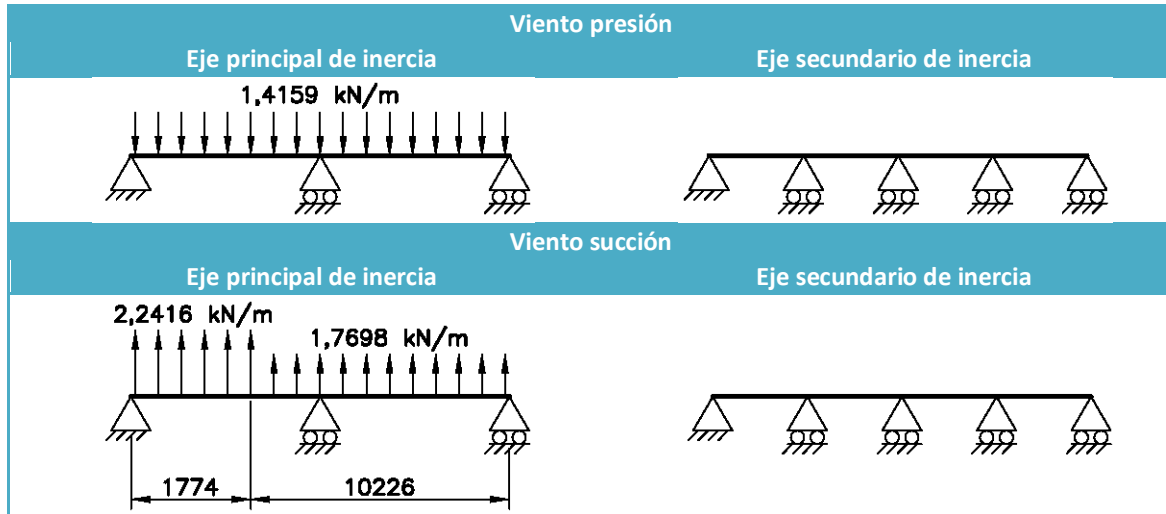


8.3.3 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso no produce ninguna acción sobre las correas de fachada lateral.

8.3.4 Viento

Para el cálculo estructural de la correa, se utilizan las cargas que provocan esfuerzos de mayor cuantía sobre la correa. Esta se puede observar en los siguientes gráficos:



8.3.5 Nieve

La nieve no produce ninguna acción sobre las correas de fachada lateral.

8.4 Hipótesis y combinaciones

Las cargas que se han presentado anteriormente son:

PP CORREA

CP GRECADO

VIENTO PRESIÓN

VIENTO SUCCIÓN

Donde:

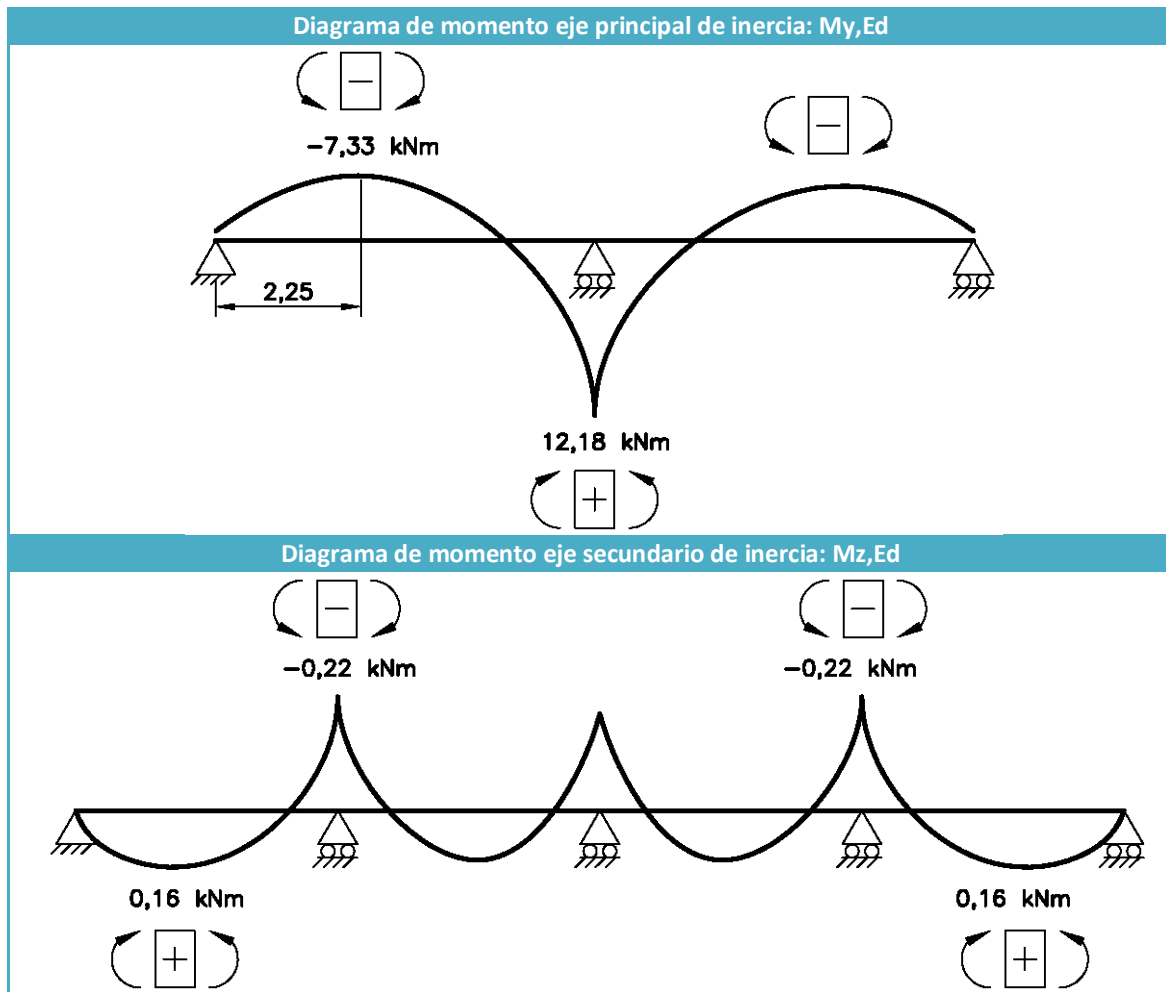
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

8.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

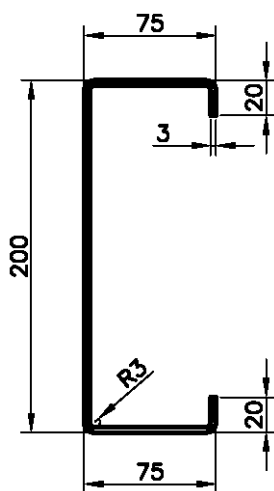
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:



8.5 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para el perfil CF-200x75x3 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 11,6 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 666,8 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 77,5 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 0,33 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= 66,7 \text{ cm}^3 \\
 W_z &= 14,6 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 7,77 \text{ cm} \\
 i_z &= 2,65 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 2,96 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,0852 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

Dado que la sección este caso se trata de un perfil conformado en frío de chapa plegada, se comprueba que sus límites de esbeltez resultan admisibles según CTE, SE-A Tabla 5.5

Límites de esbeltez para secciones de perfiles conformados en frío de chapa plegada		
Elemento a comprobar	Límite admisible $\frac{d}{t} \leq$	$\frac{d}{t} \leq$
Elemento con un borde libre	30	6,67
Elemento con un borde rigidizado por pliegue	90	25
Elemento interior	250	66,67

Se observa que el elemento cumple con los límites de esbeltez impuestos

8.6 Comprobaciones de la sección

8.6.1 Resistencia de la sección a cortante

La cuantía de los esfuerzos cortantes que actúan sobre la barra, se consideran despreciables ante las capacidades resistentes a los mismos de la sección

8.6.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

Mediante criterios conservadores, y siempre del lado de la seguridad, los esfuerzos de cálculo para la comprobación de la sección ante la interacción de esfuerzos son los siguientes:

N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN·m)	$M_{z,Ed}$ (kN·m)
0	-12,18	-0,22

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: CF-200x75x3 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 12,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 11,06 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 289,67 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 66,7 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 17,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 14,6 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{el,Rd,z} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 3,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0 + 0,6972 + 0,0575 \geq 1 \quad 0,7548 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

8.7 Comprobaciones de la barra

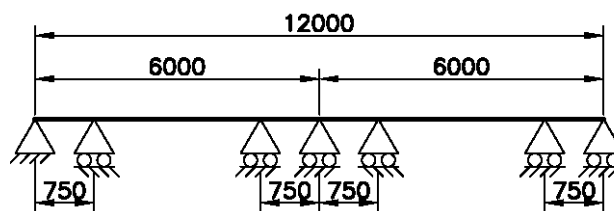
8.7.1 Comprobación pandeo lateral

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: CF-200x75x3 frente a inestabilidad por flexión: pandeo lateral.

Antes de proceder con la comprobación propiamente dicha, se introducen los siguientes comentarios

Dado que la barra, queda sometida a momentos flectores en sus dos ejes de inercia y en esta comprobación, únicamente se tiene en cuenta la contribución en su eje principal de inercia, se dejará, el suficiente margen de aprovechamiento, para que la barra sea capaz de soportar también la flexión en su eje secundario.

Por otra parte y como ya se ha indicado anteriormente, con el fin de mejorar la resistencia de la barra ante pandeo lateral, se colocarán tornapuntas en los puntos de apoyo del eje principal de inercia, limitando así la longitud ante puntos, arriostrados contra el pandeo lateral. En el siguiente gráfico se observan:



Respecto a la inestabilidad ante pandeo lateral de la correa, se extraen las siguientes conclusiones:

- El ala en contacto con el perfil de chapa grecada, se considera arriostrado ante pandeo lateral.
- La zona entre apoyos (eji3n y tornapunta) no se considera susceptible de pandeo lateral, ya que no supera la longitud de 40 veces el radio de giro m3nimo de la secci3n.

Con el fin de determinar el coeficiente C1, para la comprobaci3n de pandeo lateral, se presenta el diagrama de momentos flectores entre puntos de apoyo y su aproximaci3n.

Diagrama de momentos flectores real:

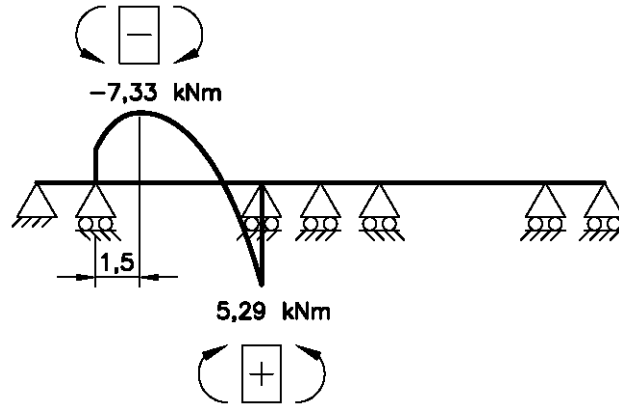
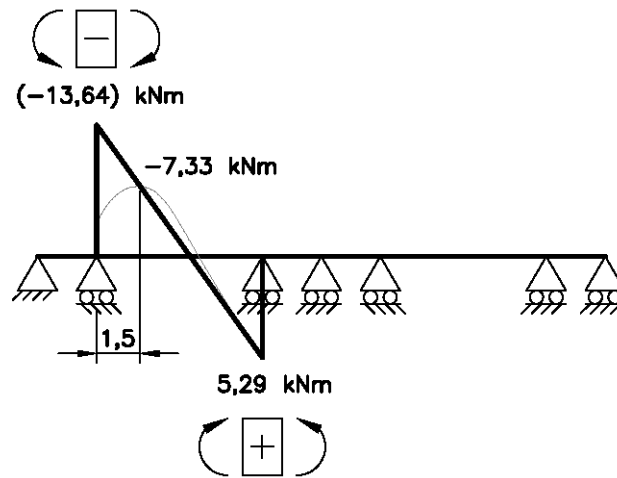


Diagrama de momentos flectores aproximado:



Así se puede obtener un coeficiente: $\psi = -1/4$ Lo que supone un coeficiente $C_1 = 2,28$

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Módulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 7,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 2,28$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 4,5 \text{ m}$

Módulo torsión de la sección: $I_T = 0,33 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 77,5 \text{ cm}^4$

Módulo resistente elástico de la sección, respecto eje y: $W_y = 66,7 \text{ cm}^3$

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 2,96 \text{ cm}$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 10,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 13,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 17,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 1,0324$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2] = 1,3492$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,4509$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 7,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

Quedando un aprovechamiento del 6,98% suficiente para poder soportar conjuntamente la flexión en su eje secundario de inercia.

8.8 Desplazamientos

Sobre la correa, se producen desplazamientos verticales provocados por el peso propio y horizontales provocados por la acción del viento.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: $L/300$ "

8.8.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Empleando criterios conservadores se prefiere emplear la combinación frecuente ya que atañe a efectos de corta duración reversibles. Se realiza la siguiente combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

8.8.2 Desplazamientos: verticales

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Carga permanente: Perfil grecado fachada	-0,28
Peso propio: Correa	-0,27

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: 0,55mm.

Lo que supone un: L/5454 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/300.

8.8.2.1 Desplazamientos: horizontales

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Viento presión	-7,08
Viento succión	9,75

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: 5,85mm.

Lo que supone un: L/854 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/300.

9 Vigas carril, soportación y arriostramientos

9.1 Introducción

En este capítulo se presentan los cálculos justificativos para:

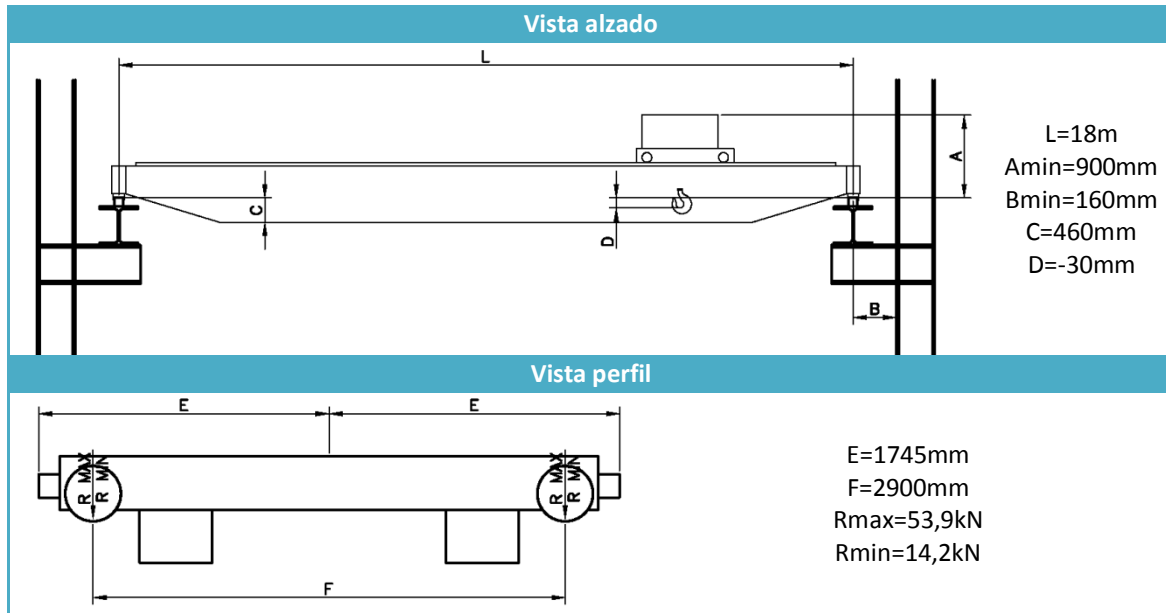
- Cálculo vigas carril de puente grúa.
- Cálculo ménsulas para apoyo viga carril
- Cálculo de arriostramiento independiente (fuera de la nave)
- Elementos de soportación independientes (fuera de la nave)

9.2 Características del puente grúa

Para los cálculos que se desarrollan a continuación se han tenido en cuenta los siguientes datos:

Puente grúa birrail: Capacidad 8tn, luz nave 18m, velocidad desplazamiento 10-40 m/min, 2 ruedas motrices y 2 ruedas locas.

Las características geométricas del mismo son:



9.3 Acciones transmitidas por el puente grúa

Como queda recogido en la tabla anterior las reacciones transmitidas por las rueda del puente grúa son:

Reacción	Valor (kN)
Máxima	53,9
Mínima	14,2

Dado que se trata de un elemento móvil, y que estos valores indicados anteriormente son estáticos, deberán aplicarse coeficientes dinámicos para obtener sus valores reales. Para ello se emplean las siguientes tablas de la norma UNE 76-201-88

Condiciones de utilización	Nº de ciclos	Observaciones
U_0	$1,6 \times 10^4$	Utilización ocasional
U_1	$3,2 \times 10^4$	
U_2	$6,3 \times 10^4$	
U_3	$1,25 \times 10^5$	
U_4	$2,5 \times 10^5$	Utilización regular en servicio ligero
U_5	5×10^5	Utilización regular en servicio intermitente
U_6	1×10^6	Utilización regular en servicio intensivo
U_7	2×10^6	Utilización intensiva
U_8	4×10^6	
U_9	Más de 4×10^6	

Se selecciona la condición de utilización U_5 : Empleo regular en servicio intermitente

Condiciones de carga	Observaciones
Q1 - Ligero	Aparato que levanta raramente la carga útil y corrientemente cargas muy pequeñas
Q2 - Moderado	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga útil y corrientemente cargas muy pequeñas
Q3 - Pesado	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga útil y corrientemente cargas medianas
Q4 - Muy pesado	Aparato que corrientemente levanta cargas próximas a la carga útil

Se selecciona la condición de carga **Q3**: Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga útil y corrientemente cargas medianas

Condiciones de carga	Condiciones de utilización										
	U ₀	U ₁	U ₂	U ₃	U ₄	U ₅	U ₆	U ₇	U ₈	U ₉	
Q1 - Ligero	1	1	1	2	3	4	5	6	7	8	
Q2 - Moderado	1	1	2	3	4	5	6	7	8	8	
Q3 - Pesado	1	2	3	4	5	6	7	8	8	8	
Q4 - Muy pesado	2	3	4	5	6	7	8	8	8	8	

Dado que el puente es, U₅ y Q3, queda clasificado en el **grupo 6**

El coeficiente de efectos dinámicos verticales, se obtiene de la siguiente tabla:

Grupo	Valor
1 y 2	1,1
3 y 4	1,15
5 y 6	1,25
7 y 8	1,35

El coeficiente dinámico para cargas verticales es: 1,25

Dado que el puente grúa, queda sometido a aceleraciones y deceleraciones, y estas provocan acciones horizontales sobre la estructura. Se cuantifican mediante la siguiente tabla:

Velocidad m/s	Velocidad lenta y media con gran recorrido		Velocidad media y rápida		Velocidad rápida con fuertes aceleraciones	
	Duración aceleración s	Aceleración media m/s ²	Duración aceleración s	Aceleración media m/s ²	Duración aceleración s	Aceleración media m/s ²
4			8	0,50	6	0,67
3,15			7,1	0,44	5,4	0,58
2,5			6,3	0,39	4,8	0,52
2	9,1	0,22	5,6	0,35	4,2	0,47
1,6	8,3	0,19	5	0,32	3,7	0,45
1	6,6	0,15	4	0,25	3,0	0,33
0,63	5,2	0,12	3,2	0,19		
0,4	4,1	0,098	2,5	0,16		
0,25	3,2	0,078				
0,16	2,5	0,064				

Se puede observar que para velocidades inferiores a 1m/s (0,66m/s velocidad real) la aceleración máxima es de: 0,25 m/s².

Por otra parte, debido a aceleraciones y frenadas, no se podrán transmitir cargas horizontales que superen la capacidad de rozamiento entre ruedas motrices y carril. El coeficiente de rozamiento a tener en cuenta es:

- Caminos de rodadura secos: f=0,20

Como el porcentaje de ruedas motrices es del 50%, coeficiente de rozamiento efectivo resulta de 0,10 para el total del peso.

Tradicionalmente el valor del coeficiente, que se toma para acciones longitudinales (al edificio) es 1/7 del peso total, esto equivale a una aceleración de 1,4014 m/s², o un coeficiente de rozamiento efectivo de 0,1429. Lo que sitúa al coeficiente 1/7 del lado de la seguridad.

Para el caso de las acciones transversales (al edificio) el valor que toma el coeficiente es de 1/10. Este valor, difiere del anterior, debido a que no toda la masa del puente grúa se encuentra en movimiento, para desplazamientos transversales (al edificio), esto es, se considera que el 30% de la masa se encuentra en reposo (que corresponde a la estructura principal del puente grúa, que para esta frenada se encuentra en reposo).

Así las acciones transmitidas por rueda del puente grúa son:

Acción por rueda	Vertical (kN)	Longitudinal* (kN)	Transversal* (kN)
Máxima	67,375	9,6250	6,7375
Mínima	17,750	2,5357	1,7750

***Nota: Direcciones longitudinal y transversal según los ejes de la nave.

***Nota: Tal como ya se ha indicado la separación entre las ruedas del puente grúa es de 2,9 metros.

***Nota: En la tabla se ha considerado que todas las ruedas son capaces de transmitir la carga longitudinal, aunque la realidad es que, solo serán capaces de transmitir las ruedas motrices que transmitirán el doble del valor indicado por rueda.

9.4 Cálculo vigas carril

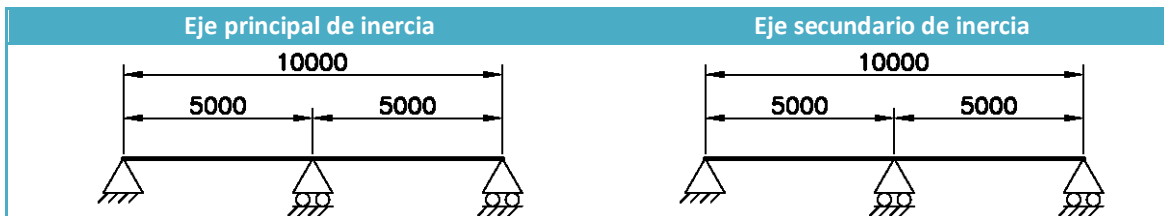
Dentro de este apartado se calcularán:

- Viga carril estándar:
Barra continua de dos vanos, 5 metros de luz cada uno
- Viga carril especial:
Barra biapoyada de 10 metros de luz entre apoyos

9.4.1 Cálculo viga carril estándar

9.4.1.1 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento son:

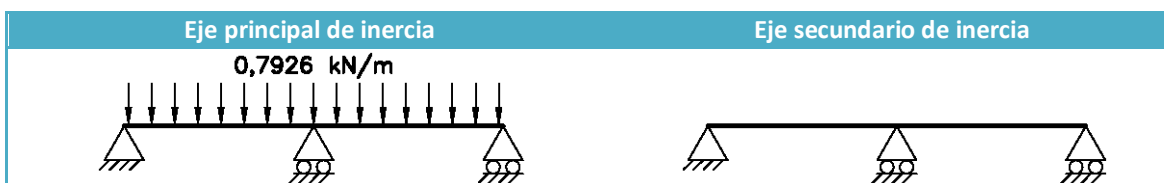


Se considera barra continua de dos vanos apoyada en todas sus direcciones, en los puntos de contacto con las ménsulas y soportes.

9.4.1.2 Acciones y esfuerzos

9.4.1.2.1 Peso propio

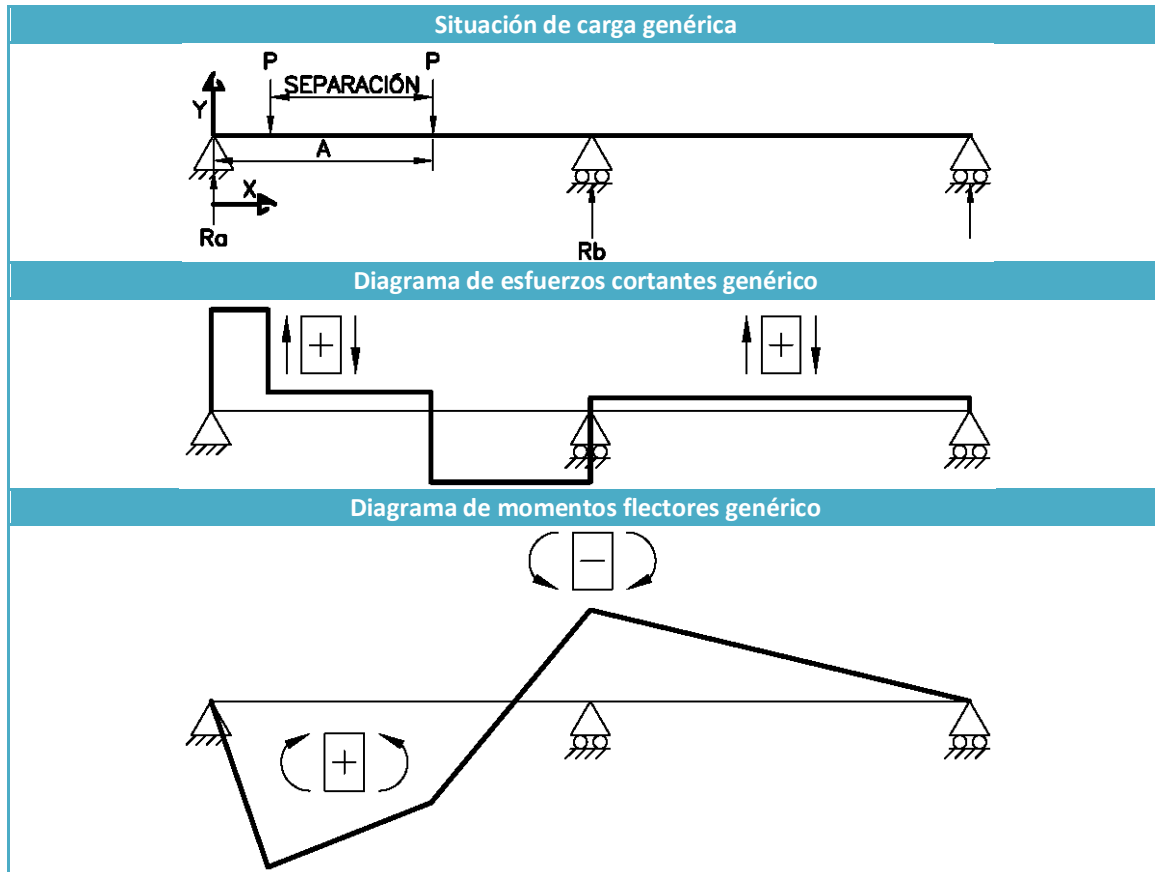
El peso propio de la viga carril más el carril (HEA-260+cuadrado 40x40) es de: $(0,6690+0,1236)$ 0,7926 kN/m^2 . La viga carril queda cargada según los siguientes gráficos:



9.4.1.2.2 Sobrecarga de uso: Puente grúa

Dado que, la carga principal que solicita a la viga carril es móvil, se realiza las línea de influencia, que provocan las cargas del puente grúa al desplazarse a lo largo de toda la barra.

Con esta línea de influencia se obtendrán los parámetros necesarios para el cálculo. En las siguientes imágenes, se definen y recogen los parámetros que posteriormente se cuantificarán.



Los valores obtenidos para cada uno de estos parámetros se recogen en las siguientes tablas.

9.4.1.2.2.1 Reacciones

Reacción	A (m)	R (kN)
Máxima apoyo central	6,45	118,896
Máxima apoyo lateral	2,9	89,024
Mínima apoyo lateral	8,95	-8,207

9.4.1.2.2.2 Esfuerzos axiales

Axil	N (kN)
Máximo	+19,25
Mínimo	-19,25

***Nota: Aplicando criterios conservadores, se acepta que el axil sobre la viga carril es igual a la fuerza de frenada longitudinal (al edificio).

9.4.1.2.2.3 Esfuerzos cortantes

En el eje z de la sección

Cortante	A (m)	X (m)	Vz (kN)
Máximo	5,00 ⁺	5	+101,157
Mínimo	5,00 ⁻	5	-101,157

En el eje y de la sección

Cortante	A (m)	X (m)	Vy (kN)
Máximo	5,00 ⁺	5	+10,1157
Mínimo	5,00 ⁻	5	-10,1157

9.4.1.2.2.4 Momentos flectores

En el eje y de la sección

Momento flector	A (m)	X (m)	Mfy (kN)
Máximo	4,64	1,74	+72,14
Mínimo	6,45	5	-58,06

En el eje z de la sección

Momento flector	A (m)	X (m)	Mfz (kN)
Máximo	4,64	1,74	+7,214
Mínimo	6,45	5	-5,806

9.4.1.2.2.5 Desplazamientos

En el eje z de la sección (verticales)

Desplazamiento	A (m)	X (m)	Desplazamiento (mm)
Mínimo	4,01	2,31	-6,532

En el eje y de la sección (horizontales)

Desplazamiento	A (m)	X (m)	Desplazamiento (mm)
Mínimo	4,01	2,31	-1,862

9.4.1.3 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

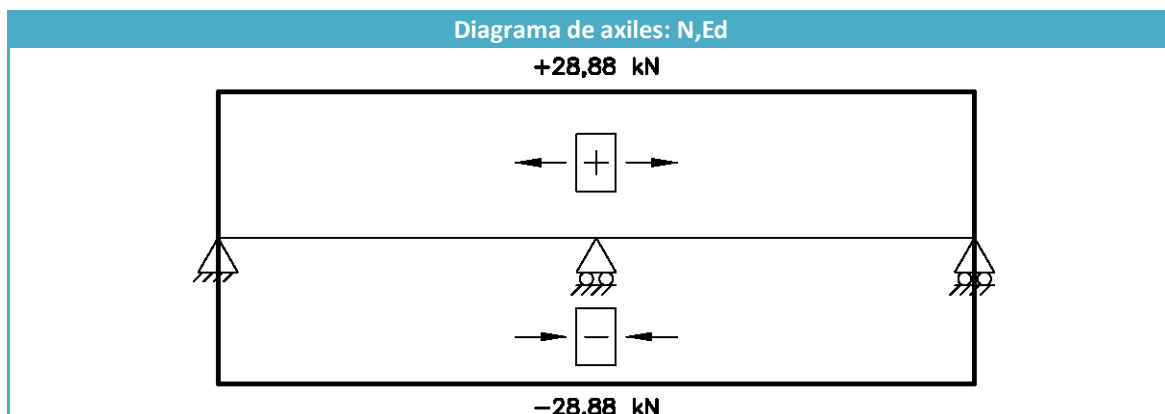
PP SC PG

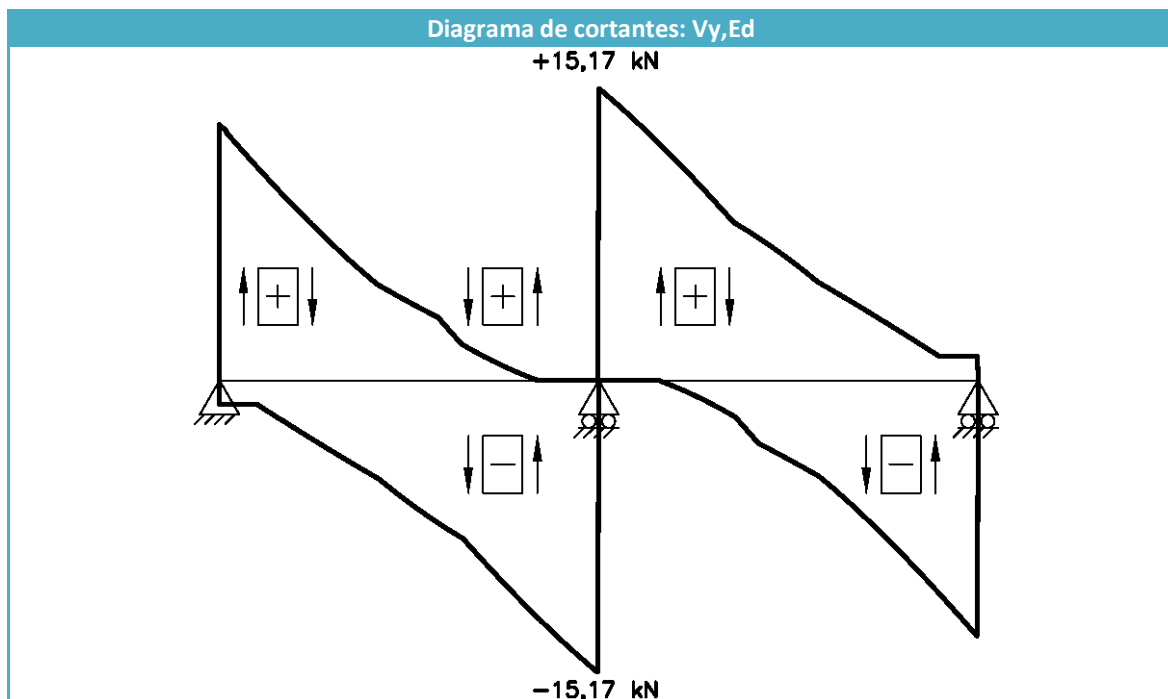
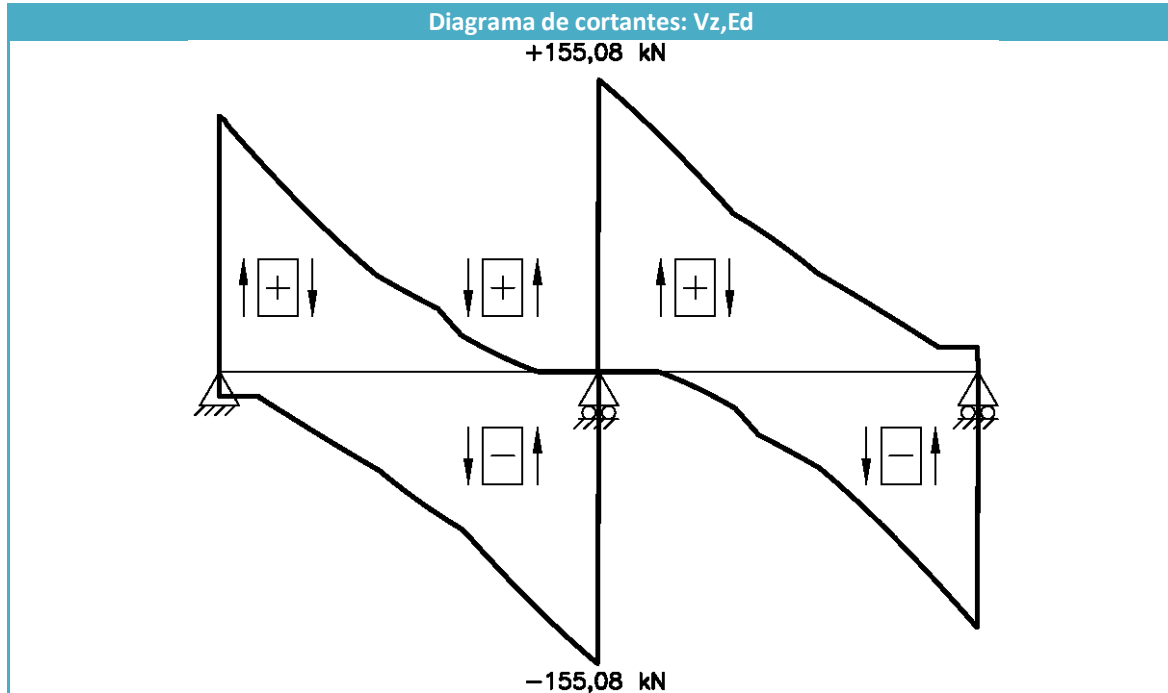
9.4.1.3.1 Situación persistente o transitoria

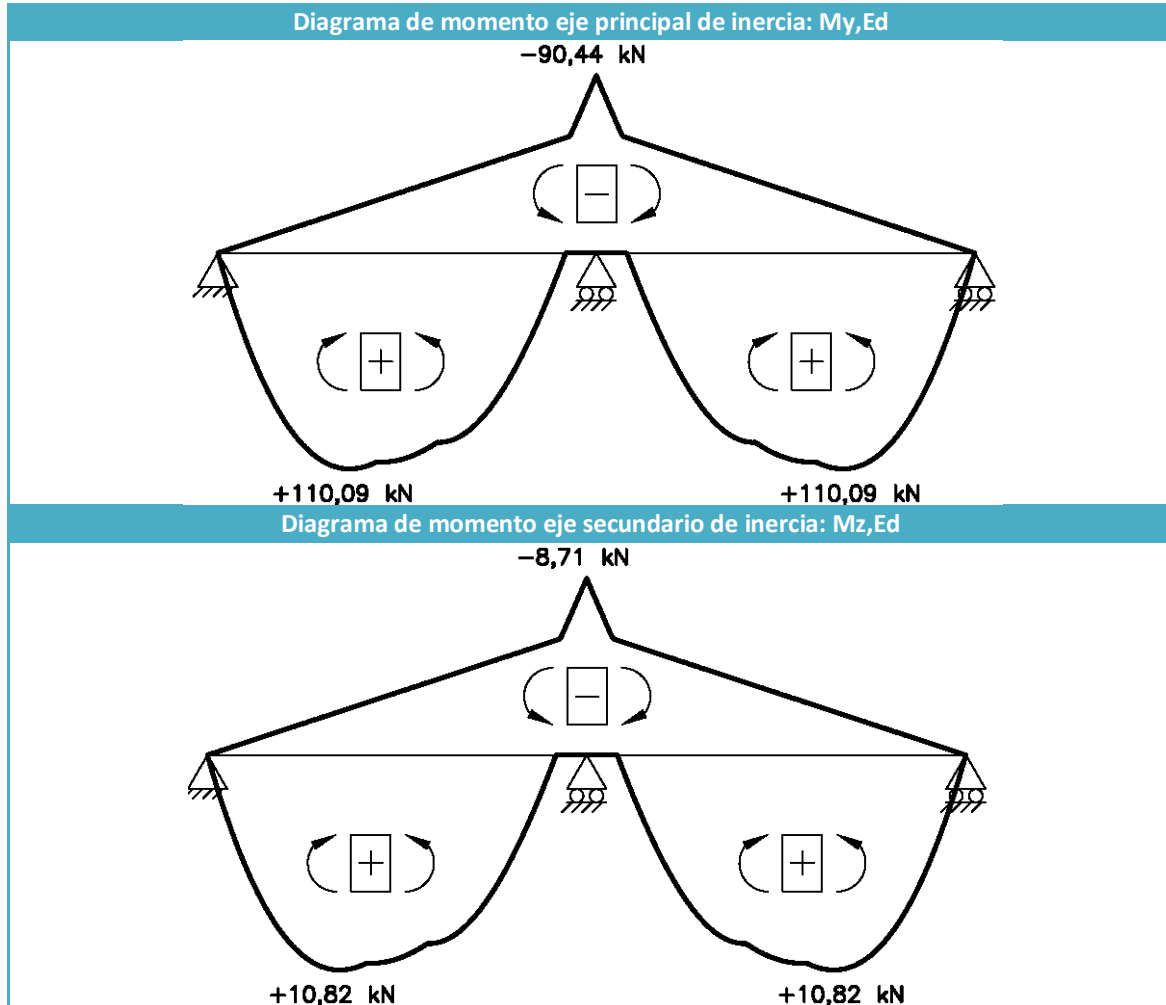
Se realiza la siguiente combinación:

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

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:

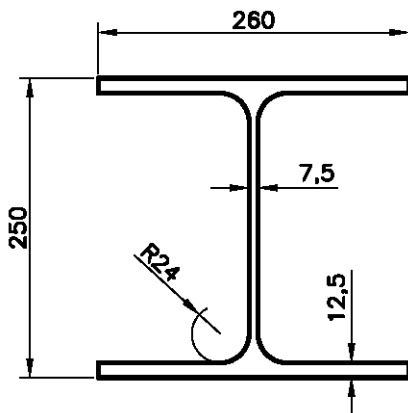






9.4.1.4 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para el perfil HEA-260 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 86,8 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 10.455 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 3.688 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 47,8 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= 836 \text{ cm}^3 \\
 W_z &= 282 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 11 \text{ cm} \\
 i_z &= 6,50 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 6,86 \text{ cm} \\
 p &= 0,6690 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

Dado que la sección de la viga carril queda acompañada en toda su longitud de el carril (cuadradillo de 40x40), para el cálculo de los esfuerzos ejercidos por el peso propio se cuenta con su acción conjunta:

$$P_{\text{sección compuesta}} = 0,7926 \text{ kN} / \text{m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión (en ambos ejes) como ante compresión pura.

9.4.1.5 Comprobaciones de la sección

9.4.1.5.1 Resistencia de la sección a cortante

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-260 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

$$\text{Tensión límite elástico material (S 275-JR): } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Coeficiente de seguridad del material: } \gamma_{M0} = 1,05$$

$$\text{Tensión límite cálculo: } f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 15,17 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 155,08 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

$$\text{El área a cortante es: } A_{Vy} = 6500 \text{ mm}^2.$$

$$\text{La resistencia cortante es: } V_{y,Rd} = 982,8701 \text{ kN}$$

$$V_{y,Rd} > V_{y,Ed} \quad \text{Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y}$$

$$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed} \quad \text{Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección}$$

Respecto al eje z:

$$\text{El área (estricta) a cortante es: } A_{Vz} = 2873,75 \text{ mm}^2.$$

$$\text{La resistencia cortante es: } V_{z,Rd} = 434,5420 \text{ kN}$$

$$V_{z,Rd} > V_{z,Ed} \quad \text{Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z}$$

$$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed} \quad \text{Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección}$$

9.4.1.5.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-260 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 28,88 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 110,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 10,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 86,8 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2273,33 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 836 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 218,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 282 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{el,Rd,z} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 73,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

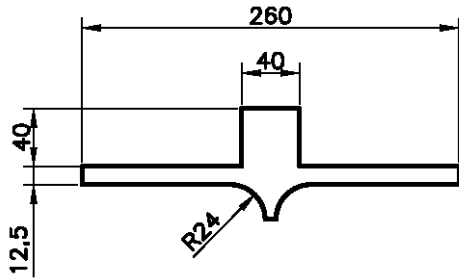
$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0127 + 0,5028 + 0,1465 \geq 1 \quad 0,6620 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

9.4.1.5.3 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cabeza

Por otra parte se realiza la siguiente comprobación, para esta, las características de la cabeza son:



$$A_{Cabeza} = 52,77 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,z,Cabeza} = 142,68 \text{ cm}^3$$

Resistencia a axil de la cabeza: $N_{Rd,cabeza} = A \cdot f_{yd} = 1382,07 \text{ kN}$

Resistencia ante momento flector en "eje z" de cabeza: $M_{el,Rd,z,cabeza} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 37,37 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\left[\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right]_{Cabeza} + \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} \right]_{Sección} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \right]_{Cabeza} \geq 1$$

$$0,0209 + 0,5028 + 0,2895 \geq 1 \quad 0,8132 \geq 1$$

La sección compuesta es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

9.4.1.6 Comprobaciones de la barra

A lo largo de este punto, se comprueba la sección completa de la viga carril, la cabeza de la misma, además de la abolladura por cortante y cargas concentradas.

9.4.1.6.1 Comprobación flexocompresión

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-260 frente a flexocompresión.

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 28,88 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 110,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 10,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 86,8 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 10450 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 3670 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 47,8 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_y = 836 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_z = 282 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 6,86 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,34$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 8663,54 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,5249$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,6930$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,8730$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: C

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\alpha_z = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 3042,60 \text{ kN}$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,8857$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 1,0603$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,6086$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

Longitud de pandeo lateral: $L_C = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 343,23 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 326,16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 473,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,6982$$

$$\text{Donde: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0,7949$$

$$\text{El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,8492$$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 1$

Coefficientes de interacción

$$\text{Resistencia a compresión de la sección: } N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2273,33 \text{ kN}$$

$$\text{De la tabla 6.13, para sección de clase 3 (con } \bar{\lambda}_y \leq 1): k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0046$$

$$\text{De la tabla 6.13, para sección de clase 3 (con } \bar{\lambda}_z \leq 1): k_z = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0111$$

$$\text{De la tabla 6.13, para sección de clase 3 (con } \bar{\lambda}_z \leq 1): k_{yLT} = 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 0,9988$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 3: $\alpha_y = 0,8$

De la tabla 6.12, para sección de clase 3: $\alpha_z = 1$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0146 + 0,5948 + 0,1481 \leq 1 \qquad 0,7575 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

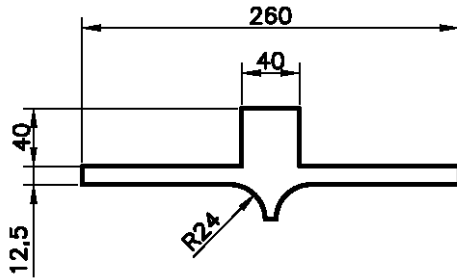
$$0,021 + 0,5913 + 0,1481 \leq 1 \qquad 0,7603 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

9.4.1.6.2 Comprobación flexocompresión cabeza

En este punto se procede a la comprobación de la cabeza de la viga carril HEA-260+cuadradillo 40x40 frente a flexocompresión.

Para esta, las características de la cabeza son:



$$A_{Cabeza} = 52,77 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,z,Cabeza} = 142,68 \text{ cm}^3$$

$$I_{z,Cabeza} = 1854,8 \text{ cm}^4$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$\text{Axil de cálculo: } N_{Ed} = 28,875 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje y": } M_{y,Ed} = 110,0860 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje z": } M_{z,Ed} = 10,8206 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El axil y momento flector en el eje y se transforman en un esfuerzo axil de compresión total sobre la cabeza de la viga carril más cuadradillo de:

$$\text{Axil de cálculo: } N_{Ed} = 477,52 \text{ kN}$$

Características mecánicas de la cabeza de la viga carril más cuadradillo son:

$$\text{Área: } A_{Cabeza} = 52,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia "eje z": } I_{z,Cabeza} = 1854,8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo resistente "eje z" } W_{z,Cabeza} = 142,68 \text{ cm}^3$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

$$\text{Longitud barra: } L = 5 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_z = 1$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje z": } L_{kz} = L \cdot \beta_z = 5 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: C

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: } \text{Alfa}_{z,Cabeza} = 0,49$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz,Cabeza} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_{z,Cabeza} = 1537,72 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_{z,Cabeza} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR z,Cabeza}}} = 0,9715$$

$$\text{Donde: } \phi_{z,Cabeza} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{z,Cabeza} \cdot (\bar{\lambda}_{z,Cabeza} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{z,Cabeza})^2] = 1,1609$$

$$\text{Factor de reducción ante pandeo "eje z": } \chi_{z,Cabeza} = \frac{1}{\phi_{z,Cabeza} + \sqrt{\phi_{z,Cabeza}^2 - \bar{\lambda}_{z,Cabeza}^2}} = 0,5567$$

Comprobaciones (el resto de valores, se emplean los de la comprobación anterior):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A_{Cabeza} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{z,Cabeza} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,3948 + 0,2927 \leq 1 \qquad 0,6875 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A_{Cabeza} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{z,Cabeza} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,6207 + 0,2927 \leq 1 \qquad 0,9134 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la cabeza de la barra

9.4.1.6.3 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: HEA-260 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

$$\text{Tensión límite elástico: } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tensión límite elástico de referencia: } f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Módulo elástico: } E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Coeficiente de seguridad del material: } \gamma = 1,05$$

$$\text{Altura del alma: } d = 177 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor del alma: } t = 7,5 \text{ mm}$$

$$\text{Factor de reducción: } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 23,6000 < 64,7091$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 185,03 \text{ kN}$ (PP:4,95kN y SC:118,90kN)

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 126,25 mm

Espesor rigidizador: 8 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_S = 1171,7333 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{S,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 5,6004 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $31,1997 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $198,2455 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: 14,16 cm

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 204925,4151 \text{ kN}$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0647$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4689$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 857,9913 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

Como también queda comprobado que: $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$

Además, queda comprobada la expresión: $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}\right)} \leq 1,4$ Ya que: $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$

9.4.1.7 Desplazamientos

Sobre la viga carril, se producen desplazamientos verticales provocados por el peso propio y por la sobrecarga se uso: puente grúa.

Por otra parte también se producen desplazamientos horizontales provocados por las frenadas (en sentido transversal del edificio) del puente grúa.

En este caso la limitación en las flechas de la viga carril queda impuesta por el fabricante del puente grúa, que limita la flecha, en combinación característica a L/750.

9.4.2 Aptitud al servicio: Combinación característica

Se realiza la siguiente combinación:

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

9.4.3 Desplazamientos: verticales

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Peso propio: Viga carril + carril	-0,122
Sobrecarga uso: Puente grúa	-6,532

El desplazamiento vertical en combinación característica es de: 6,654mm

****Nota: De manera conservadora, se ha considerado que la flecha máxima provocada por el peso propio se da en el mismo punto que la provocada por la sobrecarga del puente grúa.*

Lo que supone un: L/751 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/750.

9.4.4 Desplazamientos: horizontales

Los desplazamientos verticales son provocados por la sobrecarga de uso: puente grúa su efecto es:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Sobrecarga uso: Puente grúa	+/-1,862

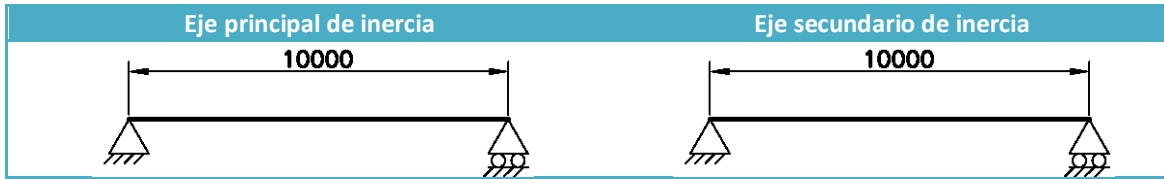
El desplazamiento vertical en combinación característica es de: 1,862mm

Lo que supone un: L/2685 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/750.

9.4.5 Cálculo viga carril especial

9.4.5.1 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento son:

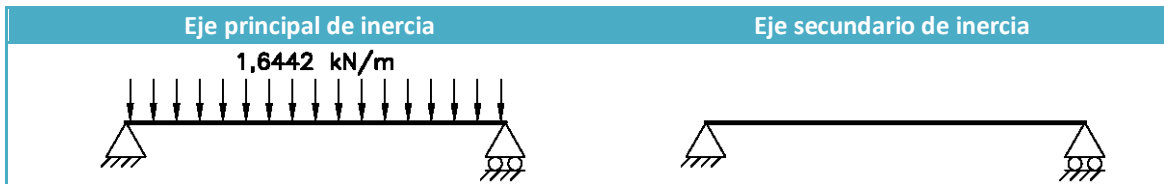


Se considera barra biapoyada en todas sus direcciones, en los puntos de contacto con las ménsulas y soportes.

9.4.5.2 Acciones y esfuerzos

9.4.5.2.1 Peso propio

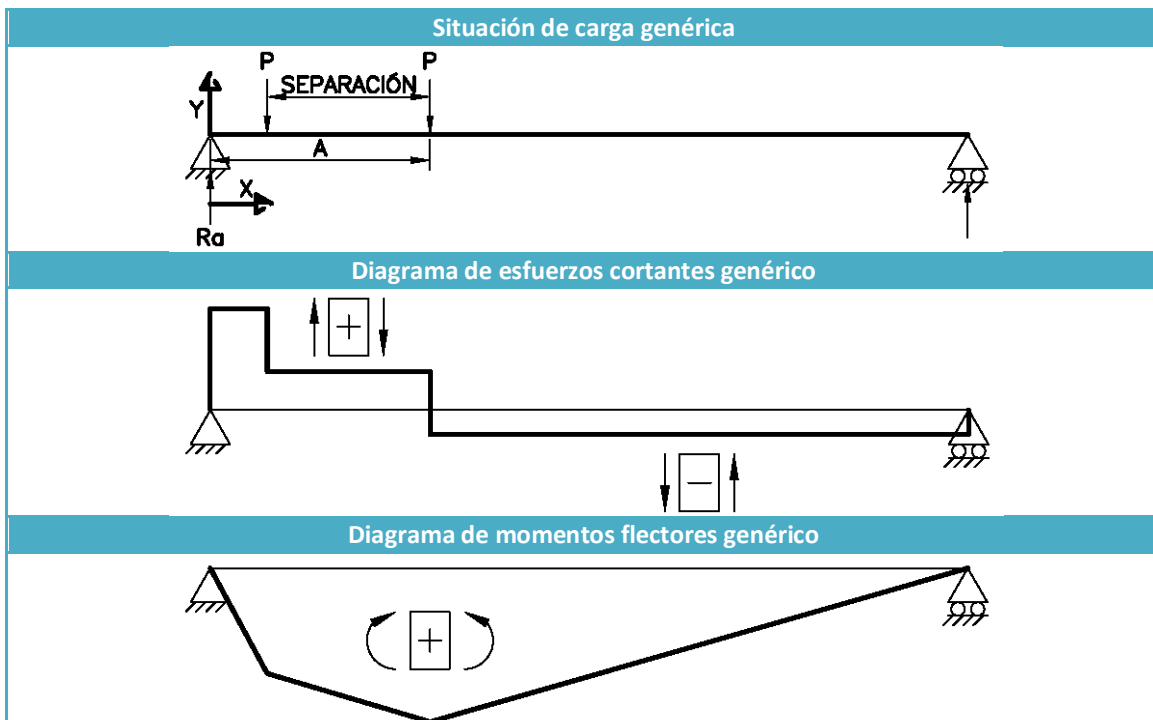
El peso propio de la viga carril más el carril (HEA-500+cuadradillo 40x40) es de: $(1,5206+0,1236)$ 1,6442 kN/m^2 . La viga carril queda cargada según los siguientes gráficos:



9.4.5.2.2 Sobrecarga de uso: Puentes grúa

Dado que, la carga principal que solicita a la viga carril es móvil, se realiza la línea de influencia, que provocan las cargas del puente grúa al desplazarse a lo largo de toda la barra.

Con esta línea de influencia se obtendrán los parámetros necesarios para el cálculo. En las siguientes imágenes, se definen y recogen los parámetros que posteriormente se cuantificarán.



Los valores obtenidos para cada uno de estos parámetros se recogen en las siguientes tablas.

9.4.5.2.2.1 Reacciones

Reacción	A (m)	R (kN)
Máxima apoyo lateral	2,9	+115,21
Mínima apoyo lateral	0 ⁻ 12,9 ⁺	0

9.4.5.2.2.2 Esfuerzos axiales

Axil	N (kN)
Máximo	+19,25
Mínimo	-19,25

***Nota: Aplicando criterios conservadores, se acepta que el axil sobre la viga carril es igual a la fuerza de frenada longitudinal (al edificio).

9.4.5.2.2.3 Esfuerzos cortantes

En el eje z de la sección

Cortante	A (m)	X (m)	Vz (kN)
Máximo	2,9	0	+115,21
Mínimo	10	10	-115,21

En el eje y de la sección

Cortante	A (m)	X (m)	Vy (kN)
Máximo	2,9	0	+11,52
Mínimo	10	10	-11,52

9.4.5.2.2.4 Momentos flectores

En el eje y de la sección

Momento flector	A (m)	X (m)	Mfy (kN)
Máximo	5,708 7,192	5,708 4,292	+246,26

En el eje z de la sección

Momento flector	A (m)	X (m)	Mfz (kN)
Máximo	5,708 7,192	5,708 4,292	+24,63

9.4.5.2.2.5 Desplazamientos

En el eje z de la sección (verticales)

Desplazamiento	A (m)	X (m)	Desplazamiento (mm)
Mínimo	6,45	5	-12,162

***Nota: El cálculo del desplazamiento se ha realizado teniendo en cuenta la inercia de la sección compuesta de HEA-500+cuadrado 40x40.

En el eje y de la sección (horizontales)

Desplazamiento	A (m)	X (m)	Desplazamiento (mm)
Mínimo	6,45	5	-11,402

***Nota: El cálculo del desplazamiento se ha realizado teniendo en cuenta la inercia de la sección compuesta de HEA-500+cuadrado 40x40.

9.4.5.3 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

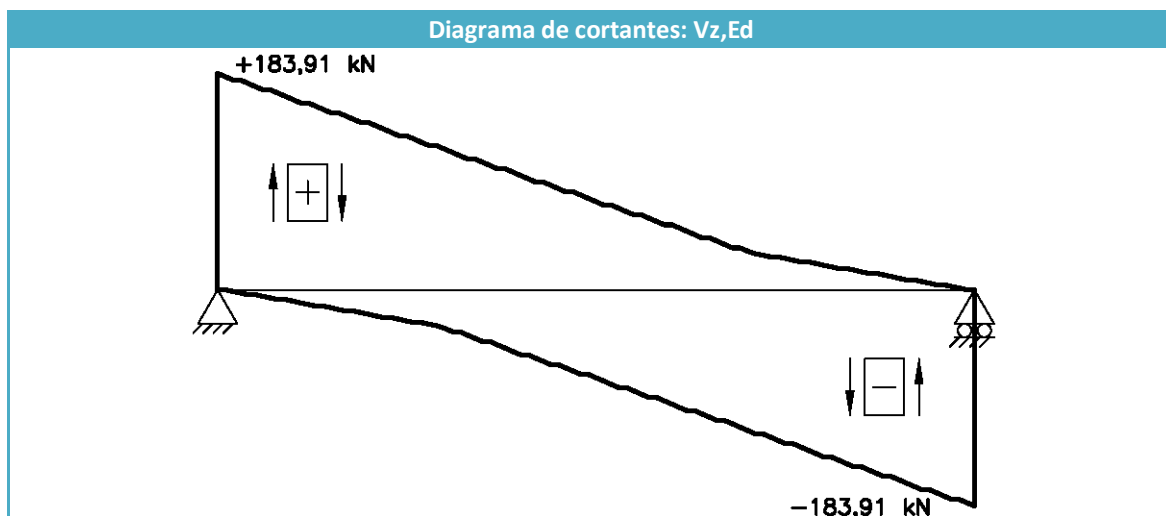
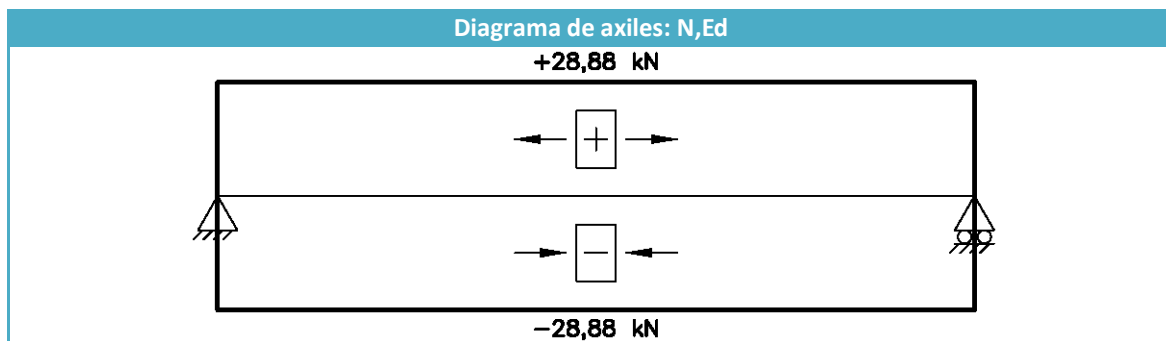
PP SC PG

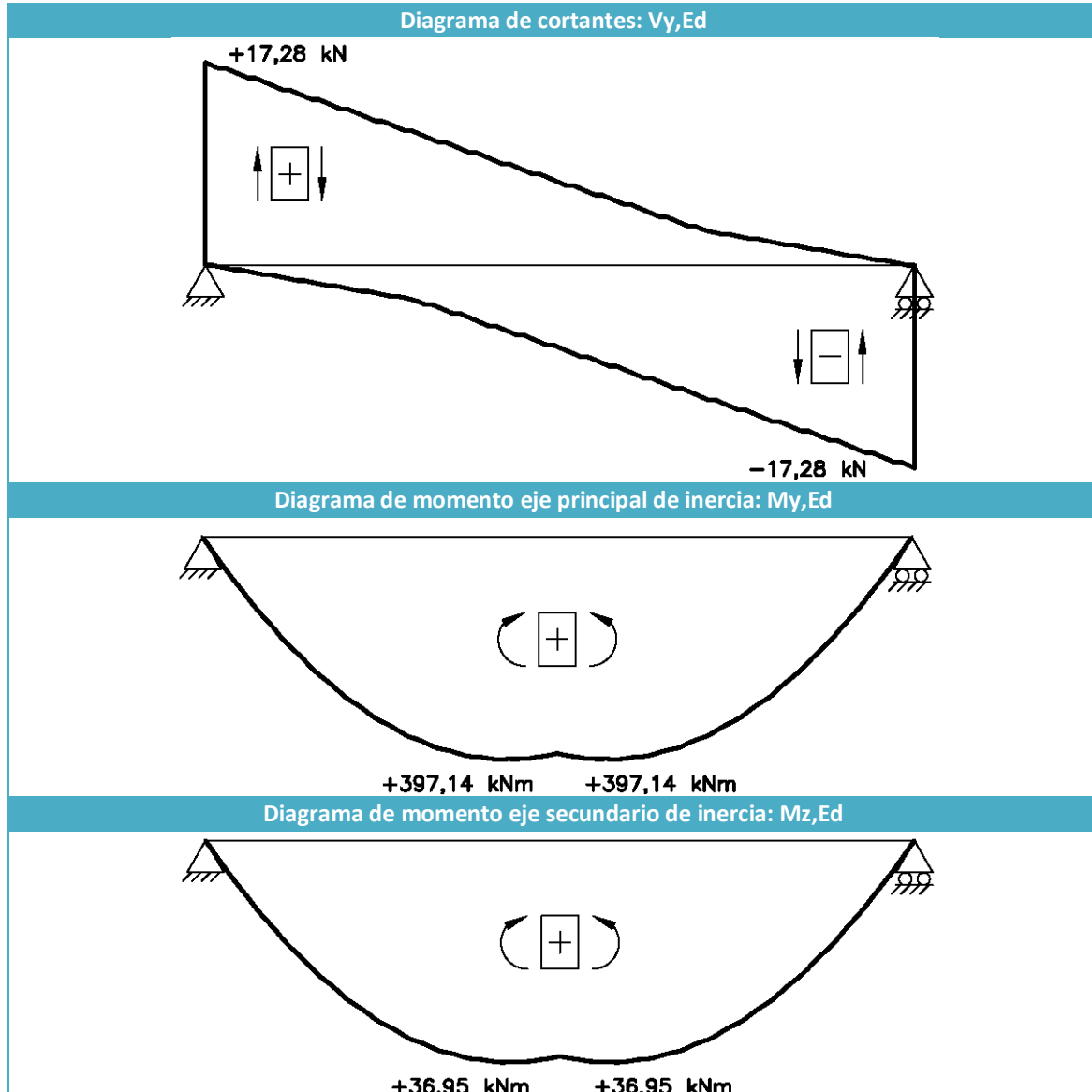
9.4.5.3.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

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

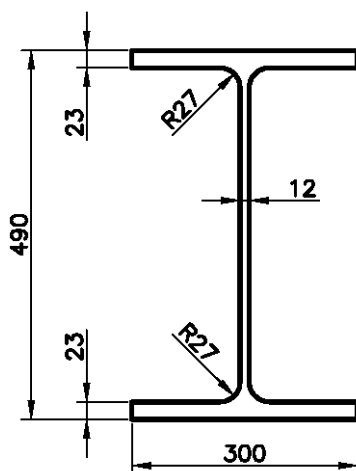
Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:





9.4.5.4 Características de la sección

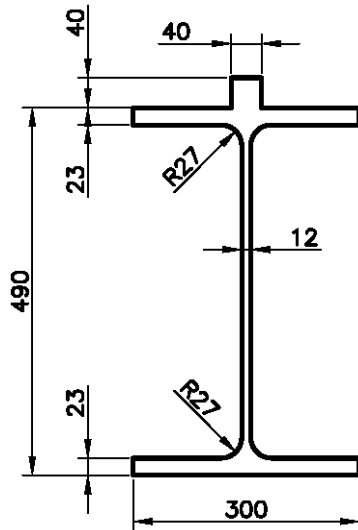
Las características geométricas y mecánicas para el perfil HEA-500 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 197,5 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 86.975 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 10.367 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 347 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= 3.550 \text{ cm}^3 \\
 W_z &= 691 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 21 \text{ cm} \\
 i_z &= 7,24 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 7,89 \text{ cm} \\
 p &= 1,5206 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 2, tanto ante compresión pura y de clase 1 ante flexión compuesta hasta axiles de 1141kN.

Dado que la sección de la viga carril queda acompañada en toda su longitud del carril (cuadradillo de 40x40), para el cálculo de los esfuerzos ejercidos por el peso propio, como para el cálculo de flechas se cuenta con su acción conjunta:



$$I_y = 97.390 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 10.388 \text{ cm}^4$$

$$P_{\text{sección compuesta}} = 1,6442 \text{ kN / m}$$

9.4.5.5 Comprobaciones de la sección

9.4.5.5.1 Resistencia de la sección a cortante

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-500 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 17,28 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 183,91 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 13800 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 2086,71 \text{ kN}$

$$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$$

Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$$

Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 5880 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 889,12 \text{ kN}$

$$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$$

Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$$

Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

9.4.5.5.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-500 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 28,88 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 397,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 36,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 198 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 5185,71 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 3550 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 929,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 691 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{el,Rd,z} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 180,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

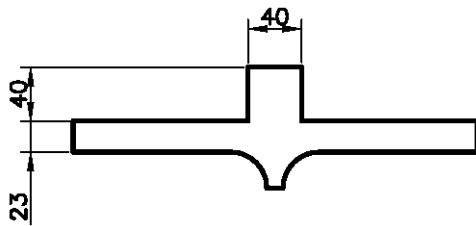
$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0056 + 0,4271 + 0,2042 \geq 1 \quad 0,6369 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

9.4.5.5.3 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cabeza

Por otra parte se realiza la siguiente comprobación, para esta, las características de la cabeza son:



$$A_{Cabeza} = 91,37 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,z,Cabeza} = 346,8 \text{ cm}^3$$

Resistencia a axil de la cabeza: $N_{Rd,cabeza} = A \cdot f_{yd} = 2392,98 \text{ kN}$

Resistencia ante momento flector en "eje z" de la cabeza: $M_{el,Rd,z,cabeza} = W_{el,z} \cdot f_{yd} = 90,83 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\left[\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right]_{Cabeza} + \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} \right]_{Sección} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \right]_{Cabeza} \geq 1$$

$$0,0121 + 0,4271 + 0,4068 \geq 1 \quad 0,8460 \geq 1$$

La sección compuesta es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

9.4.5.6 Comprobaciones de la barra

A lo largo de este punto, se comprueba la sección completa de la viga carril, la cabeza de la misma, además de la abolladura por cortante y cargas concentradas.

9.4.5.6.1 Comprobación flexocompresión

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: **HEA-500** frente a flexocompresión.

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

$$\text{Tensión límite cálculo: } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2.$$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$\text{Axil de cálculo: } N_{Ed} = 28,88 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje y": } M_{y,Ed} = 397,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje z": } M_{z,Ed} = 36,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Características mecánicas de la sección

$$\text{Área: } A = 198 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia "eje y": } I_y = 86970 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia "eje z": } I_z = 10370 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de torsión } I_t = 347 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo resistente "eje y" } W_y = 3550 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo resistente "eje z" } W_z = 691 \text{ cm}^3$$

$$\text{Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: } i_{f,z} = 7,89 \text{ cm}$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

$$\text{Longitud barra: } L = 10 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_y = 1$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje y": } L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 10 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: } \alpha_{fy} = 0,21$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 18025,55 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,5496$$

Donde: $\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,6877$

Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,9081$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 10$ m

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 10$ m

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\alpha_{fz} = 0,34$

Axil crítico: $N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_z = 2149,30$ kN

Esbelted reducida: $\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 1,5917$

Donde: $\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 2,0033$

Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,3106$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$\alpha_{LT} = 0,21$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 10$ m

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 777,24$ kN·m

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 458,04$ kN·m

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 902,17$ kN·m

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 1,0402$$

$$\text{Donde: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 1,1293$$

$$\text{El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,6374$$

$$\text{De la tabla 6.14, se obtiene: } c_{m,y} = 1$$

$$\text{De la tabla 6.14, se obtiene: } c_{m,z} = 1$$

$$\text{De la tabla 6.14, se obtiene: } c_{m,LT} = 1$$

Coefficientes de interacción

$$\text{Resistencia a compresión de la sección: } N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 5185,71 \text{ kN}$$

$$\text{De la tabla 6.13, para sección de clase 3 (con } \bar{\lambda}_y \leq 1): k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0020$$

$$\text{De la tabla 6.13, para sección de clase 3 (con } \bar{\lambda}_z \leq 1): k_z = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0108$$

$$\text{De la tabla 6.13, para sección de clase 3 (con } \bar{\lambda}_z \leq 1): k_{yLT} = 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 0,9988$$

Términos de comprobación:

$$\text{De la tabla 6.12, para sección de clase 3: } \alpha_y = 0,8$$

$$\text{De la tabla 6.12, para sección de clase 3: } \alpha_z = 1$$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0061 + 0,6715 + 0,2064 \leq 1$$

$$0,8840 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0179 + 0,6693 + 0,2064 \leq 1$$

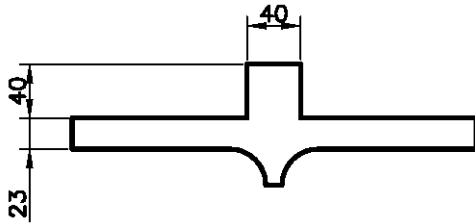
$$0,8936 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

9.4.5.6.2 Comprobación flexocompresión cabeza

En este punto se procede a la comprobación de la cabeza de la viga carril HEA-500+cuadradillo 40x40 frente a flexocompresión.

Para esta, las características de la cabeza son:



$$A_{Cabeza} = 91,37 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,z,Cabeza} = 346,8 \text{ cm}^3$$

$$I_{z,Cabeza} = 5202 \text{ cm}^4$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 28,88 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 397,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 36,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El axil y momento flector en el eje y se transforman en un esfuerzo axil de compresión total sobre la cabeza de la viga carril más cuadradillo de:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 832,47 \text{ kN}$

Características mecánicas de la cabeza de la viga carril más cuadradillo son:

Área: $A_{Cabeza} = 91,37 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje z": $I_{z,Cabeza} = 5202 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje z" $W_{z,Cabeza} = 346,8 \text{ cm}^3$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 5 \text{ m}$

(Se colocará un elemento que arriestre la cabeza de la viga carril a la mitad de su longitud real)

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: C

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\alpha_{z,Cabeza} = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR z,Cabeza} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_{z,Cabeza} = 4312,70 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelta reducida: } \bar{\lambda}_{z,Cabeza} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR z,Cabeza}}} = 0,7633$$

$$\text{Donde: } \phi_{z,Cabeza} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{z,Cabeza} \cdot (\bar{\lambda}_{z,Cabeza} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{z,Cabeza})^2] = 0,9293$$

$$\text{Factor de reducción ante pandeo "eje z": } \chi_{z,Cabeza} = \frac{1}{\phi_{z,Cabeza} + \sqrt{\phi_{z,Cabeza}^2 - \bar{\lambda}_{z,Cabeza}^2}} = 0,6852$$

Comprobaciones (el resto de valores, se emplean los de la comprobación anterior):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A_{Cabeza} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{z,Cabeza} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,3831 + 0,4112 \leq 1$$

$$0,7943 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A_{Cabeza} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{z,Cabeza} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,5077 + 0,4112 \leq 1$$

$$0,9189 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la cabeza de la barra

9.4.5.6.3 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: HEA-500 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

$$\text{Tensión límite elástico: } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tensión límite elástico de referencia: } f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Módulo elástico: } E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Coeficiente de seguridad del material: } \gamma = 1,05$$

$$\text{Altura del alma: } d = 390 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor del alma: } t = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Factor de reducción: } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 32,5 < 6471$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 286,96 \text{ kN}$ (PP: 8,22kN y SC: 183,91kN)

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 144 mm

Espesor rigidizador: 12 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_s = 2700 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{s,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 50,544 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $62,62 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $1283,14 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: 31,2 cm

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Áxil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 273201,52 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0794$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4760$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 1722,14 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

9.4.5.7 Desplazamientos

Sobre la viga carril, se producen desplazamientos verticales provocados por el peso propio y por la sobrecarga se uso: puente grúa.

Por otra parte también se producen desplazamientos horizontales provocados por las frenadas (en sentido transversal del edificio) del puente grúa.

En este caso la limitación en las flechas de la viga carril queda impuesta por el fabricante del puente grúa, que limita la flecha, en combinación característica a L/750.

9.4.6 Aptitud al servicio: Combinación característica

Se realiza la siguiente combinación:

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

9.4.7 Desplazamientos: verticales

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Peso propio: Viga carril + carril	-1,0468
Sobrecarga uso: Puente grúa	-12,1621

El desplazamiento vertical en combinación característica es de: 13,2089mm

Lo que supone un: L/757 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/750.

9.4.8 Desplazamientos: horizontales

Los desplazamientos verticales son provocados por la sobrecarga de uso: puente grúa su efecto es:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Sobrecarga uso: Puente grúa	+/-11,4023

El desplazamiento vertical en combinación característica es de: +/-11,4023mm

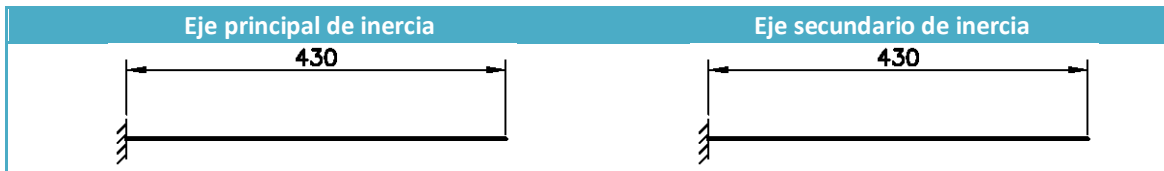
Lo que supone un: L/877 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/750.

9.5 Ménsula

En este apartado se dimensiona la ménsula ante los efectos transmitidos por la viga carril estándar o por la viga carril especial

9.5.1 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento son:



Se considera un barra en voladizo en ambas direcciones

9.5.2 Acciones

9.5.2.1 Peso propio

El peso propio de la ménsula IPE-330 es de: $0,4817 \text{ kN/m}^2$. La ménsula queda cargada según los siguientes gráficos:



9.5.2.2 Carga permanente

En el caso de la carga permanente transmitida a la ménsula, se consideran:

- Carga permanente: Transmitida por viga carril estándar
- Carga permanente: Transmitida por viga carril especial

9.5.2.2.1 Carga permanente: Viga carril estándar

La carga permanente transmitida por la viga carril estándar a la ménsula, se puede observar en los siguientes gráficos:



9.5.2.2.2 Carga permanente: Viga carril especial

La carga permanente transmitida por la viga carril especial y viga carril estándar (ya que esta ménsula es su punto de encuentro) a la ménsula, se puede observar en los siguientes gráficos:



9.5.2.3 Sobrecarga de uso: Puentes grúa

En el caso de la sobrecarga del puente grúa, se consideran:

- Sobrecarga puente grúa: Transmitida por viga carril estándar

- Sobrecarga puente grúa: Transmitida por viga carril especial

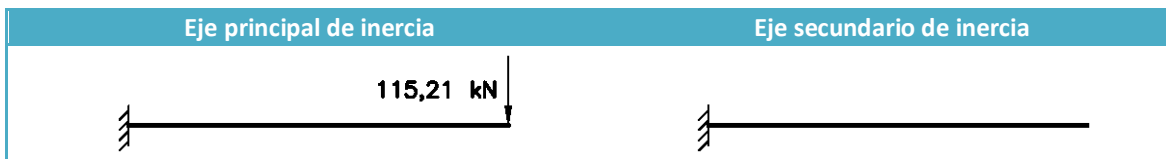
9.5.2.3.1 Sobrecarga de uso: Puente grúa: Viga carril estándar

La sobrecarga de uso de puente grúa transmitida por la viga carril estándar a la ménsula, se puede observar en los siguientes gráficos:



9.5.2.3.2 Sobrecarga de uso: Puente grúa: Viga carril especial

La sobrecarga de uso de puente grúa transmitida por la viga carril especial a la ménsula, se puede observar en los siguientes gráficos:



9.5.3 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_Ménsula	CP_VC_Estándar	SC_PG_Estándar
	CP_VC_Especial	SC_PG_Especial

Donde:

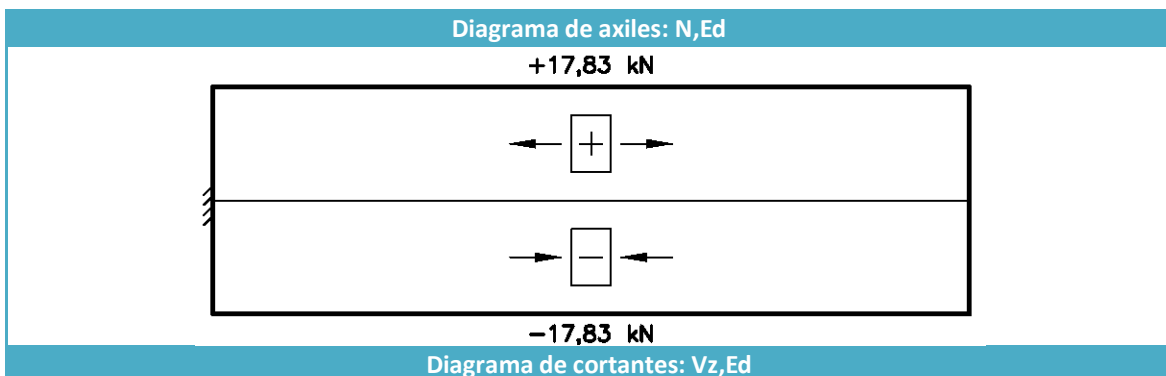
Las cargas: CP_VC_Estándar y CP_VC_Especial son incompatibles entre ellas y SC_PG_Estándar y SC_PG_Especial también son incompatibles entre ellas

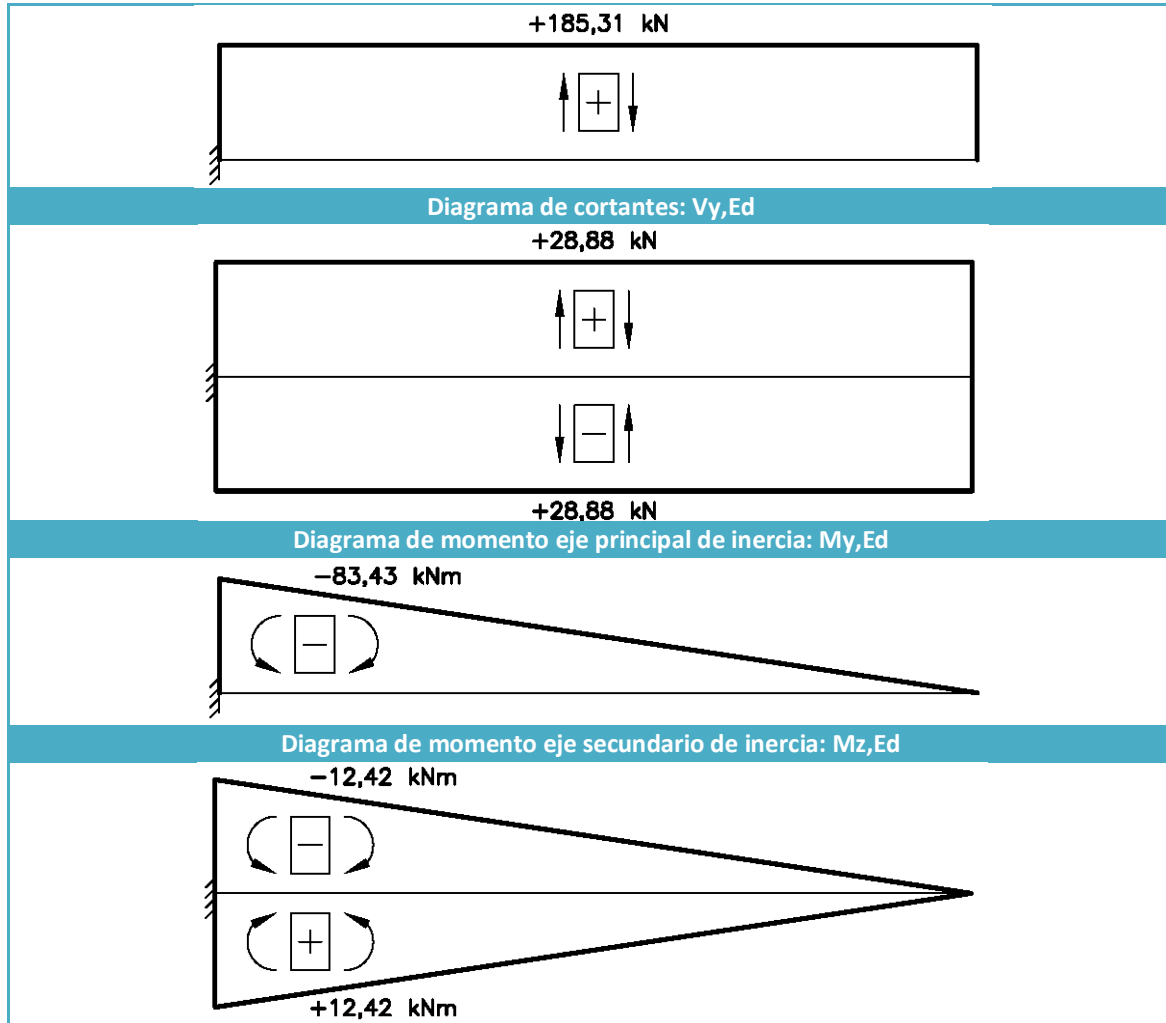
9.5.3.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

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

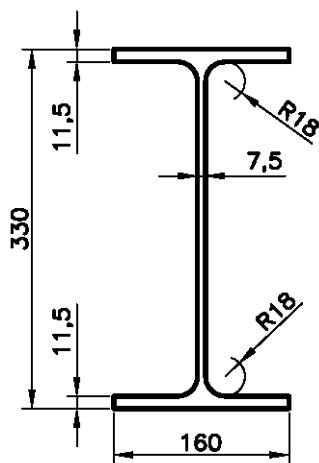
Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:





9.5.4 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-330 son:



$$A = 62,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 11.770 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 788 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 26,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 713 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 804 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 98,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 154 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 13,70 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,01 \text{ cm}$$

$$i_{f,z} = 4,01 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,4817 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 398kN (como es el caso).

9.5.5 Comprobaciones de la sección

9.5.5.1 Resistencia de la sección a cortante

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 28,88 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 185,31 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 3680 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 556,46 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

Respecto al eje z:

El área estricta a cortante es: $A_{Vz} = 3080 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 465,73 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

9.5.5.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 17,28 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 83,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 12,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 62,6 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1639,52 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 804 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 210,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 154 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 40,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0105 + 0,3962 + 0,3079 \geq 1 \quad 0,7146 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

9.5.6 Comprobaciones de la barra

No tiene sentido estudiar la inestabilidad de la barra, debido a la pequeña longitud de la misma (inferior a dos veces el canto de esta)

9.5.6.1 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-330 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$

Módulo elástico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: $d = 271 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t = 7,5 \text{ mm}$

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 36,13 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 185,31 \text{ kN}$ (PP: 5,16kN y SC: 118,90kN)

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 76,25 mm

Espesor rigidizador: 8 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_S = 273,07 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{S,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 8,57 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $23,20 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: 197,82 cm⁴.

Longitud de pandeo: 21,68 cm

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 87230,44 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0855$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4756$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 637,99 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

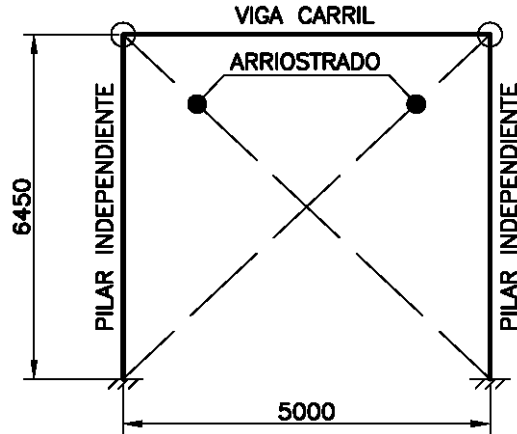
9.5.6.2 Desplazamientos

No tiene sentido estudiar los desplazamientos de la barra, debido a la pequeña longitud de la misma (inferior a dos veces el canto de esta)

9.6 Cálculo arriostamiento de soportes independientes viga carril

9.6.1 Introducción

En este punto se calcularán los arriostamientos de los soportes independientes de la viga carril, su situación se observa en la siguiente imagen:



9.6.2 Geometría y condiciones de contorno

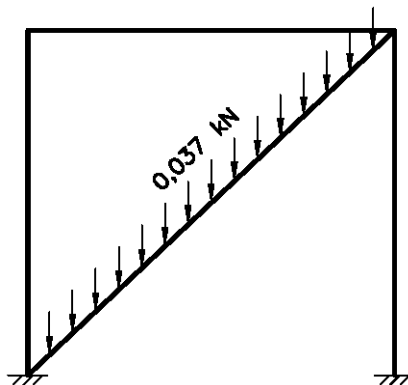
Las barras indicadas de encuentran biapoyadas (para ambas direcciones) en sus dos extremos y únicamente, debido a las características mecano-geométricas del perfil, serán capaces de soportar esfuerzos axiales de tracción, transmitidos por el resto de estructura.

9.6.3 Acciones y esfuerzos

9.6.3.1 Peso propio

El perfil propuesto es: Angular L-50x5 de 0,0370 kN/ml

Queda cargado según la siguiente imagen:

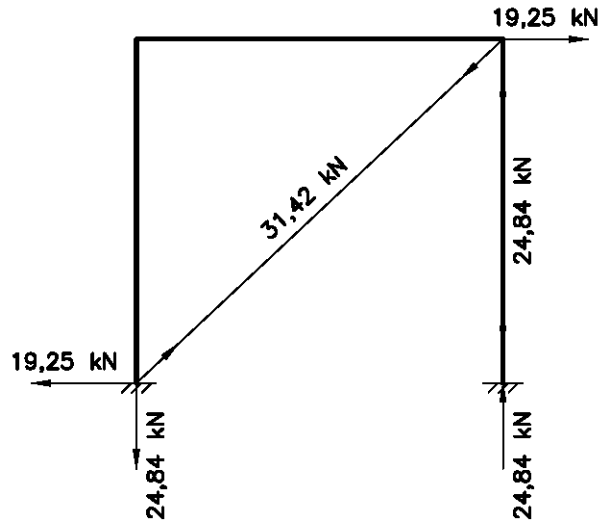


Los esfuerzos que provoca sobre la barra son los siguientes:

Esfuerzo	N (kN)	Vz (kN)	My (kN·m)
Peso propio	+/- 0,1193	+/- 0,0925	0,1886

9.6.3.2 Sobrecarga de uso: Puente grúa

La frenada del puente grúa en sentido longitudinal del edificio, genera los siguientes esfuerzos y reacciones:



Esfuerzo	N (kN)
Sobrecarga uso: Puentes grúa	+ 31,42

9.6.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP SC PG

9.6.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

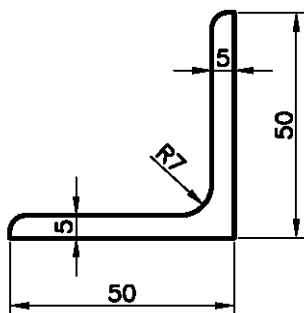
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y se obtienen los siguientes esfuerzos significativos:

N_{Ed} (kN)	M_{yEd} (kN m)
47,13	+ 0,2546

9.6.5 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para el angular L-50x5 son:



$$A = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{y-z} = 11 \text{ cm}^4$$

$$I_{\max} = 17,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{\min} = 4,54 \text{ cm}^4$$

$$W_{y-z} = 3,05 \text{ cm}^3$$

$$p = 0,0370 \text{ kN / m}$$

9.6.6 Comprobación

9.6.6.1 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: L-50x5 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 47,13 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 0,2546 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 4,8 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 125,71 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 3,05 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 0,7988 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} \geq 1$$

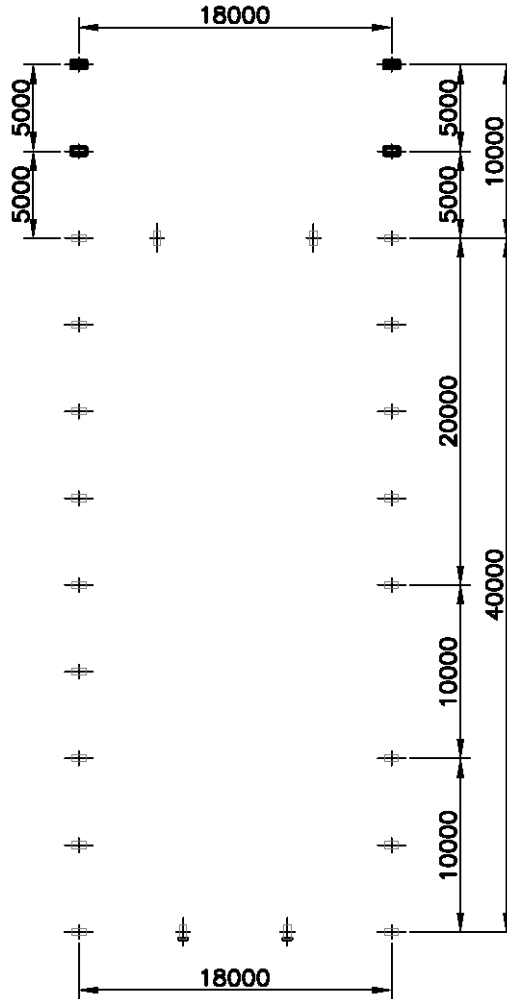
$$0,3749 + 0,3187 \geq 1 \quad 0,6936 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

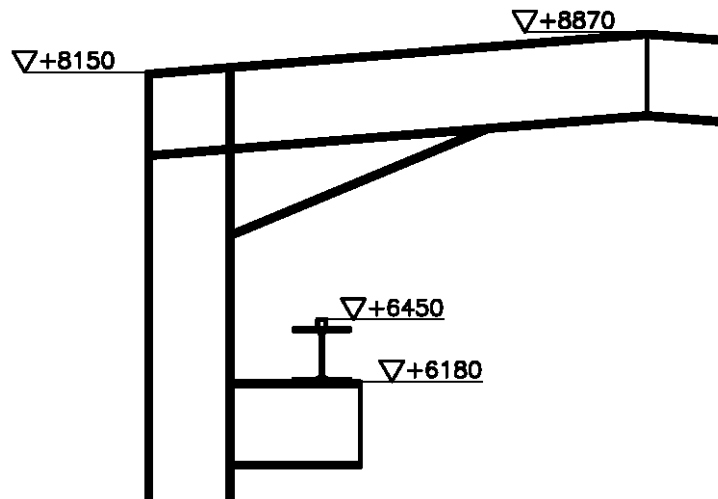
9.7 Cálculo soportes independientes viga carril

9.7.1 Introducción

Dentro de este apartado se calcularán, los soportes independientes colocados fuera de la nave para dar continuidad a las vigas carril del puente grúa. En la siguiente imagen quedan localizados:

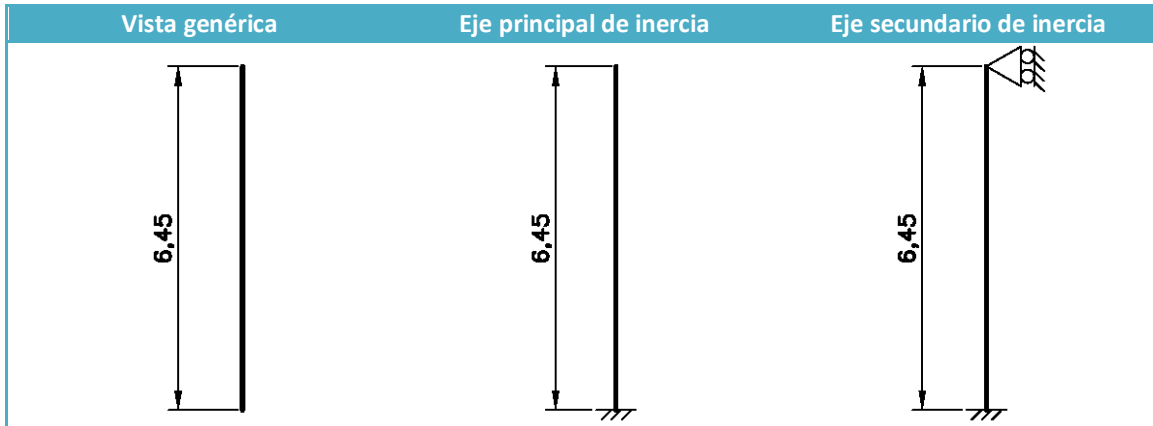


Se adjunta el siguiente detalle de la sección del edificio para apreciar las alturas:



9.7.2 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento son:



Para su eje principal de inercia el soporte se considera empotrado-libre.

Para su eje secundario de inercia el soporte se considera empotrado-apoyado debido a la coacción que ofrecen en su cabeza viga carril-arriostramiento.

9.7.3 Acciones y esfuerzos

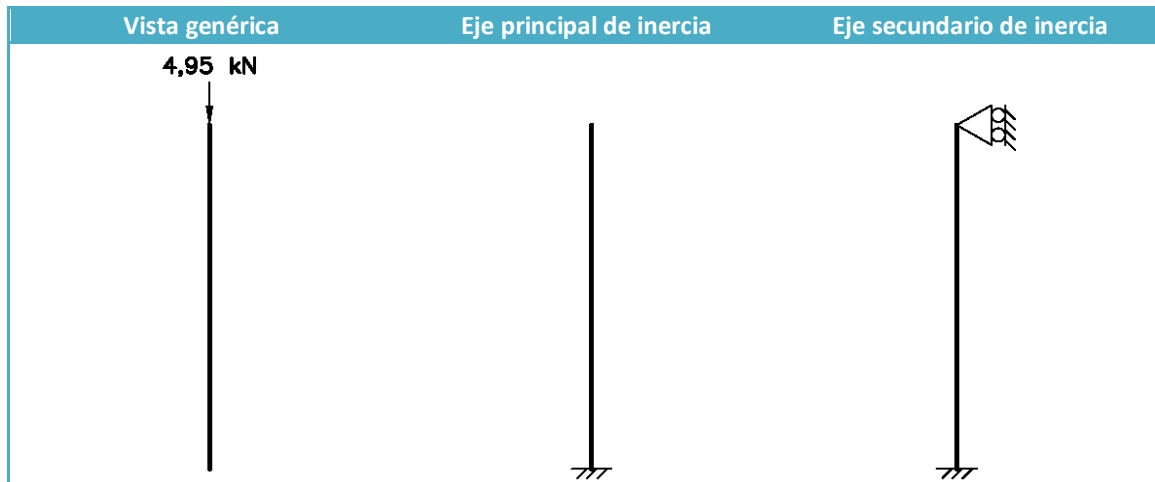
9.7.3.1 *Peso propio*

Los soportes independientes del puente grúa están constituidos por un perfil IPE-360 y quedan cargados, según los siguientes gráficos



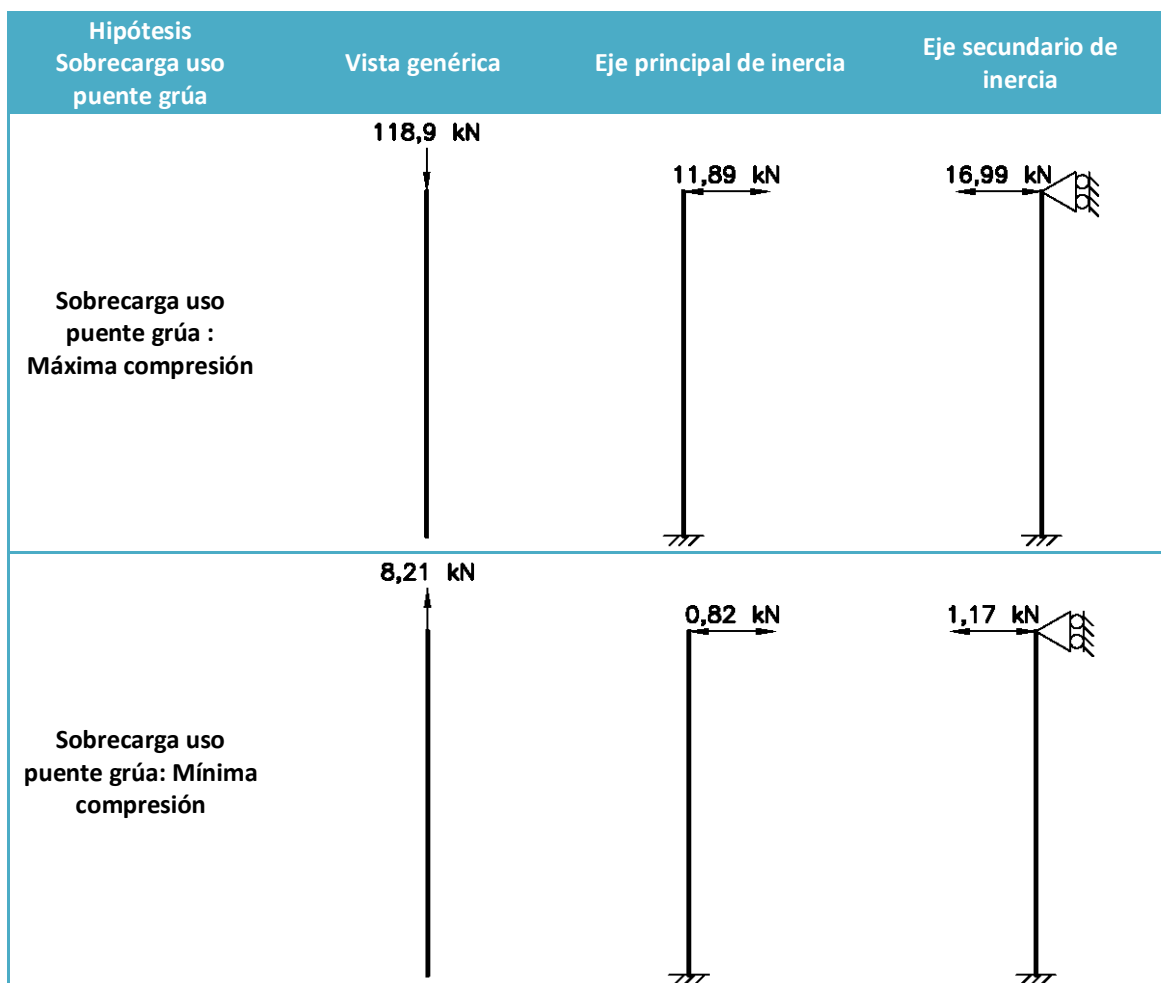
9.7.3.2 Carga permanente

La carga permanente, sobre los soportes independientes de la viga carril, está constituida por el peso de la viga carril más carril, cargados según los siguientes gráficos:

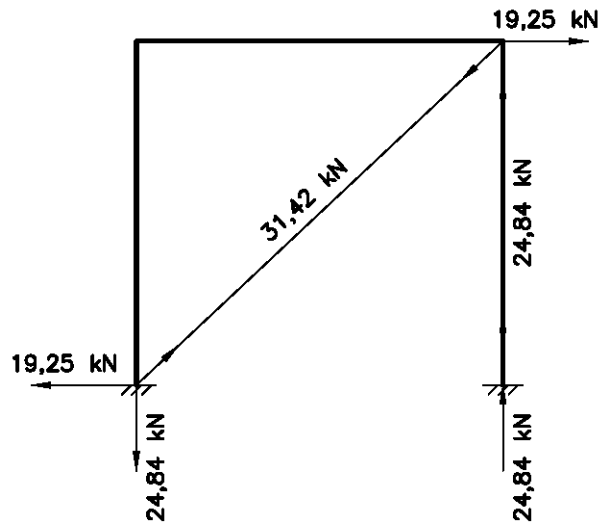


9.7.3.3 Sobrecarga de uso: Puente grúa

El puente grúa transmite las siguientes cargas estáticas sobre los soportes independientes de viga carril, según los siguientes gráficos:



A estos esfuerzos se les podrá añadir la situación de frenada longitudinal del puente grúa, que mediante el arriostrado transmite axil de compresión al soporte independiente tal como se puede observar en la imagen:



9.7.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_Pilar

CP_Viga carril+carril

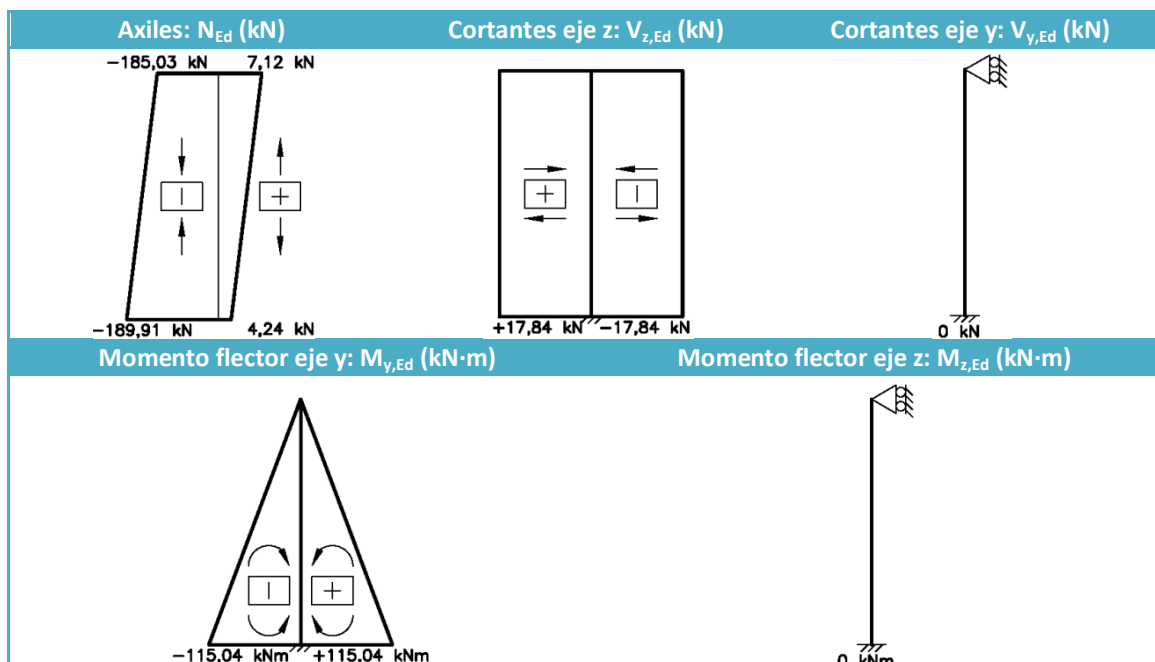
SC_PG_Max_comp
SC_PG_Min_comp

9.7.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

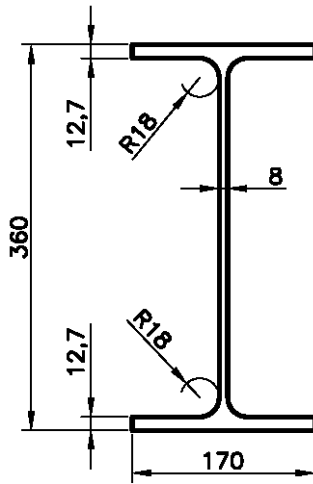
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:



9.7.5 Características de la sección

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-360 son:



$$A = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 16.270 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1.040 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 37,3 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 904 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 1.019 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 123 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 191 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 15,0 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,79 \text{ cm}$$

$$i_{f,z} = 4,28 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,5602 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 435kN (como es el caso).

9.7.6 Comprobaciones de la sección

9.7.6.1 Resistencia de la sección a cortante

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{z,Ed} = 17,84 \text{ kN}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 2880 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 435,49 \text{ kN}$

$$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$$

Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed} \quad \text{Conclusión: El cortante no minorara la resistencia de la sección}$$

9.7.6.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 227,17 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 115,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1904,05 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 266,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,1193 + 0,4311 \geq 1 \quad 0,5504 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

9.7.6.3 Comprobación flexocompresión

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a flexocompresión.

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 227,17 \text{ kN}$ (Teniendo en cuenta el axil del arriostramiento)

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 115,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 1040 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 37,3 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 904 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 229 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 123 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 4,28 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 6,45 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 2$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 12,9 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\alpha_{fy} = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 2026,41 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,9933$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,0766$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,6703$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

$$\text{Longitud barra: } L = 6,45 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_z = 0,7$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje z": } L_{k z} = L \cdot \beta_z = 4,52 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: } \text{Alfa}_z = 0,34$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 1057,39 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR z}}} = 1,3750$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 1,6451$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,3924$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\text{Longitud de paneo lateral: } L_C = 6,45 \text{ m}$$

$$\text{De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: } C_1 = 1,88$$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 235,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 155,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 281,75144314 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 1,1294$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 1,2958$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,5178$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,6$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,6$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1904,05 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,1412$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,4256$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{y,LT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9131$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,1780 + 0,4444 \leq 1$$

$$0,6224 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,3040 + 0,5926 \leq 1$$

$$0,8966 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

9.7.7 Desplazamientos

Sobre los soportes independientes de la viga carril, se producen desplazamientos horizontales provocados principalmente por el efecto del puente grúa.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que: L/250"

9.7.7.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Se realiza la siguiente combinación, en vez de la combinación casi permanente. Debido a que la combinación frecuente representa efectos reversibles y la casi permanente representa acciones de larga duración. En cualquier caso, este criterio resulta conservador, en cuanto al dimensionado de la estructura:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

9.7.8 Desplome

El desplome sobre el soporte es provocado por la siguiente carga:

Carga	Desplazamiento horizontal (mm)
Sobrecarga uso: Puente grúa frenada transversal (al edificio) carga máxima	31,127

Lo que provoca un desplazamiento relativo, en combinación frecuente de: 21,789mm

Lo que supone un desplome de: L/296 inferior al impuesto de L/250.

9.7.9 Acciones a transmitir a cimentación

A la cimentación se transmiten las siguientes acciones en valor característico:

Carga	Vertical descendente (kN)	Horizontal transversal (al edificio) (kN)	Momento flector (kN·m)
CP Soporte	5,74	0	0
CP Viga carril	4,95	0	0
SC Uso: Puente grúa	+118,90 / -8,21	+/- 11,89	+/-76,69

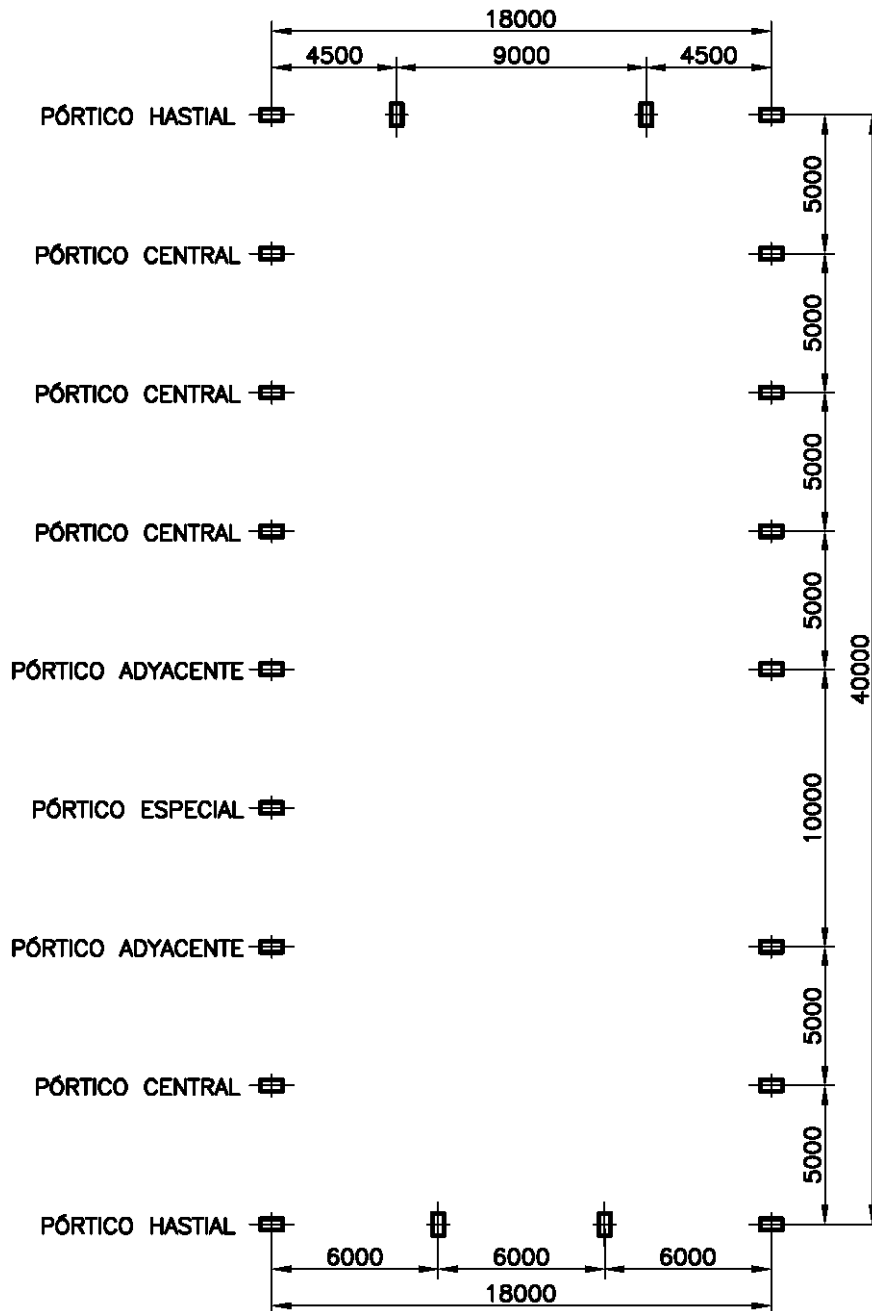
***Nota: Para el cálculo de la cimentación a estas acciones será necesario añadir el efecto del arriostramiento.

10 Pórtico central

10.1 Introducción

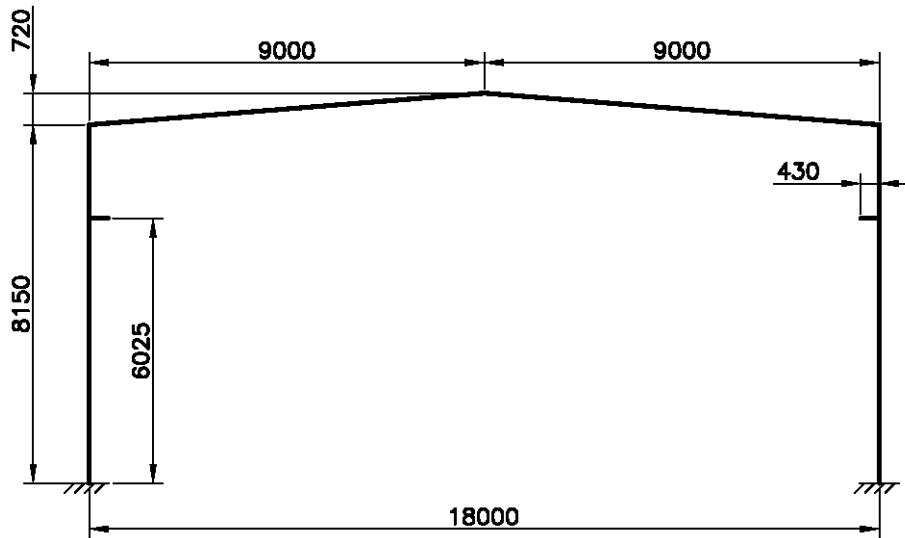
En este capítulo se presentan los cálculos justificativos para los pórticos centrales del edificio industrial. Los distintos pórticos que componen el edificio son:

- Pórtico central
- Pórtico especial
- Pórtico adyacente al especial
- Pórtico hastial



10.2 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento se pueden observar en la siguiente imagen:



10.3 Acciones

10.3.1 Cargas permanentes

10.3.1.1 *Peso propio*

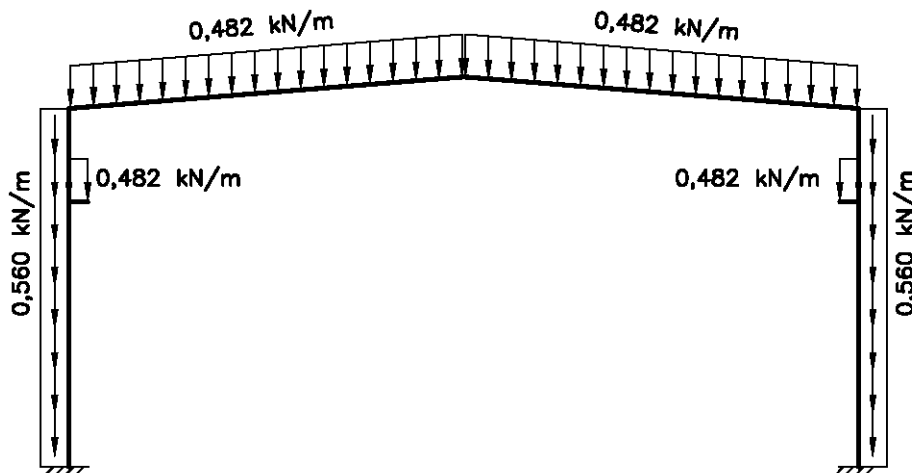
La acción del peso propio se desglosa en los siguientes componentes:

- Peso propio dintel
- Peso propio pilares
- Peso propio ménsulas

Los valores de estos pesos propios son:

Peso propio	Carga (kN/m)
Dintel (IPE-330)	0,4817
Pilar (IPE-360)	0,5602
Ménsula (IPE-330)	0,4817

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:



10.3.1.2 Resto de cargas permanentes

La acción de la carga permanente sobre los elementos del pórtico central, se desglosa en los siguientes componentes:

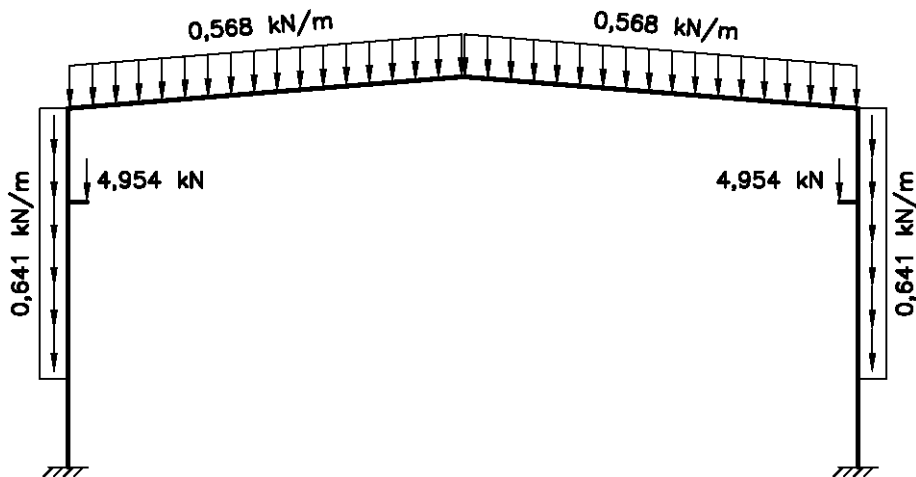
- Peso perfil chapa grecada
- Peso correas de cubierta
- Peso correas de fachada lateral
- Peso viga carril más carril

El peso del perfil chapa grecada y de las correas se considera una carga uniformemente repartida de los siguientes valores:

Carga permanente	Carga (kN/m ²)	Carga (kN/m)
Perfil chapa grecada	0,0560	0,28
Correas de cubierta	0,0576	0,288
Correas de fachada lateral	0,0722	0,361

El peso propio transmitido por la viga carril más carril es una carga puntual, que actúa en el extremo de la ménsula de valor: 4,954kN

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

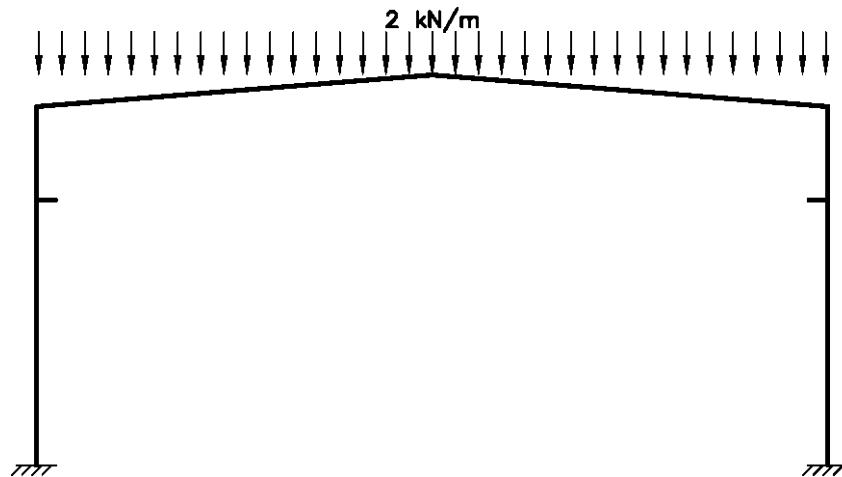


10.3.2 Sobrecarga de uso: Cubierta

Se considera una carga en cubierta de: $-0,40 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en cada uno de los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m ²)	Carga (kN/m)
Sobrecarga de uso	0,40	2,00

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

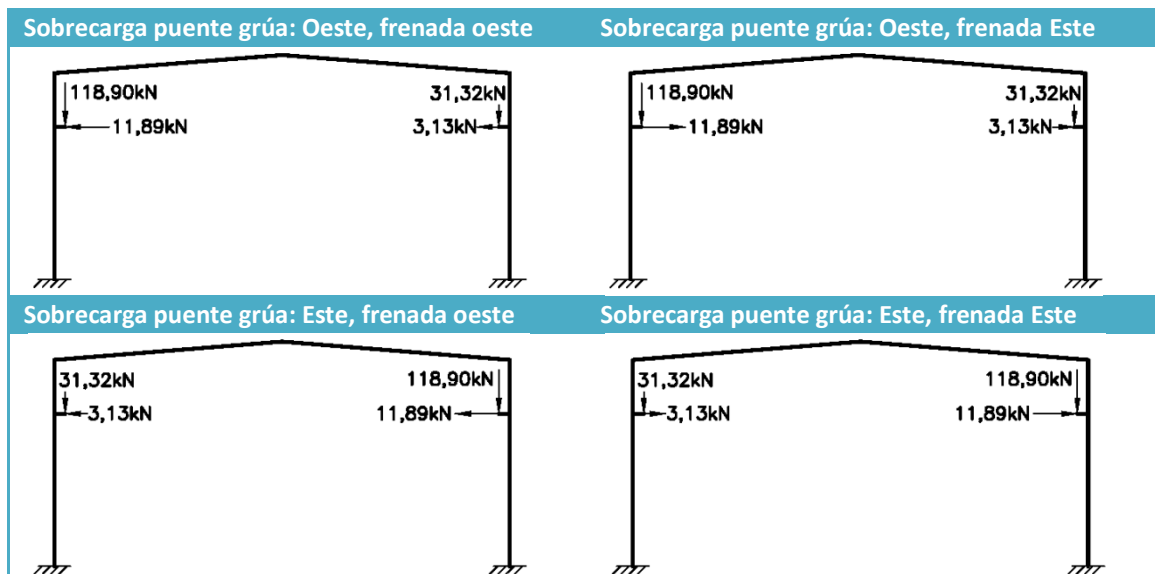


10.3.3 Sobrecarga de uso: Puente grúa

Las acciones transmitidas por el puente grúa a las ménsulas son las siguientes:

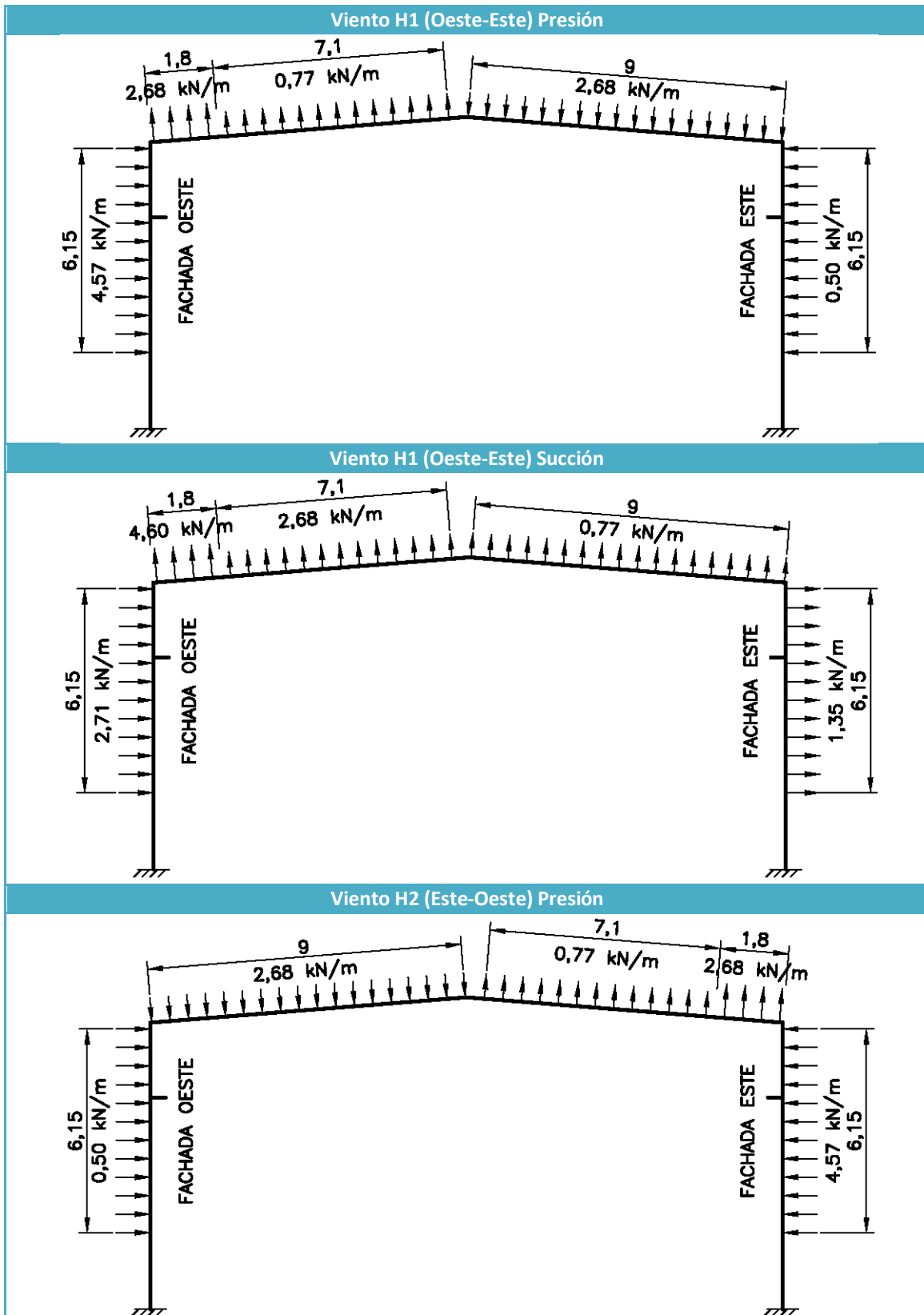
Carga	Acción vertical (kN)	Acción horizontal (kN)
Valor máxima carga	-118,896	+/- 11,8896
Valor mínima carga	-31,323	+/- 3,1323

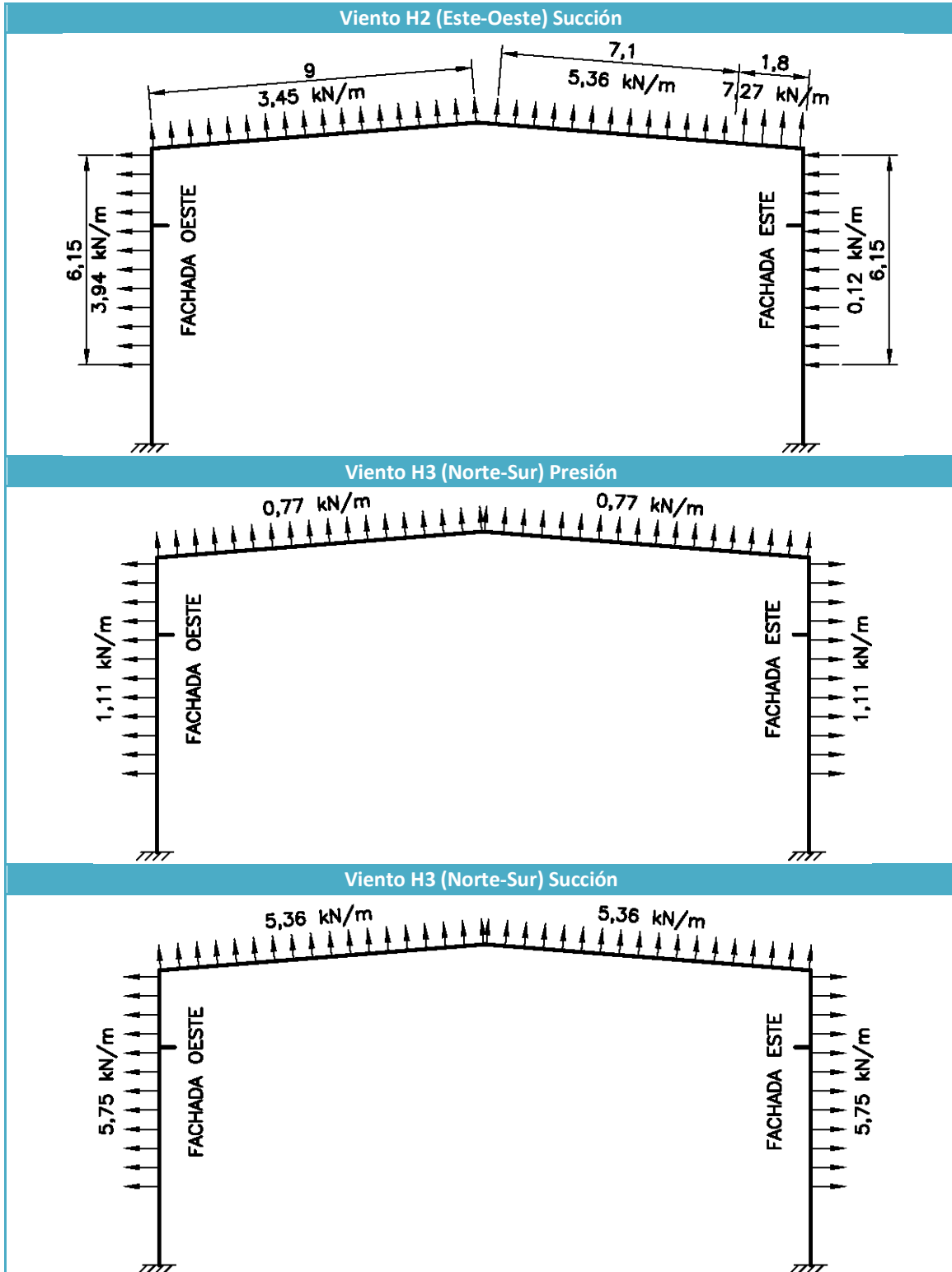
Las situaciones de carga se observan en las siguientes imágenes:

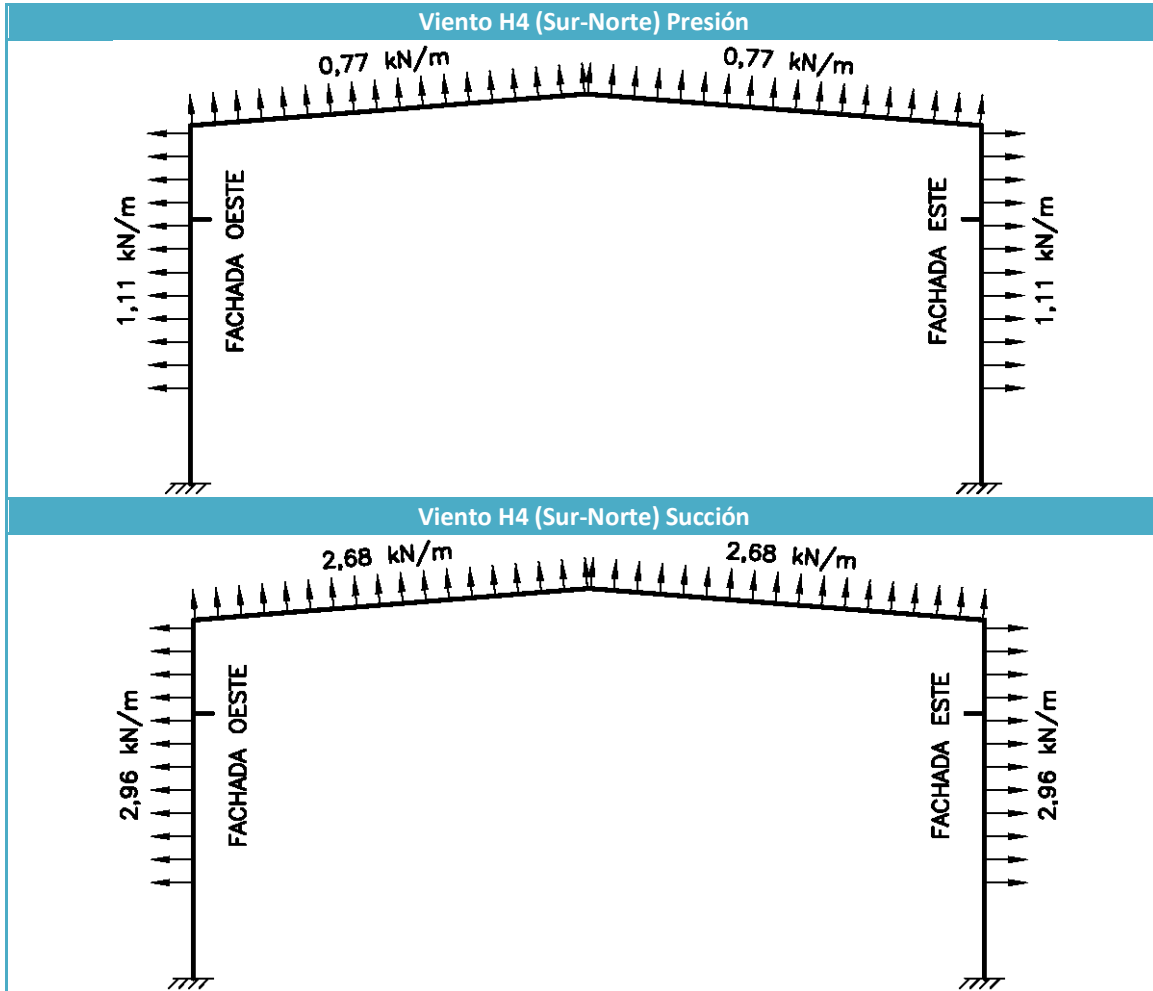


10.3.4 Viento

Dado que bajo la designación de pórticos centrales quedan designados cuatro pórticos diferentes del edificio. En las siguientes imágenes se presentan las situaciones de carga de un pórtico central genérico para cada hipótesis de carga. Aunque en realidad en los cálculos realizados engloban la totalidad de las situaciones de carga reales.





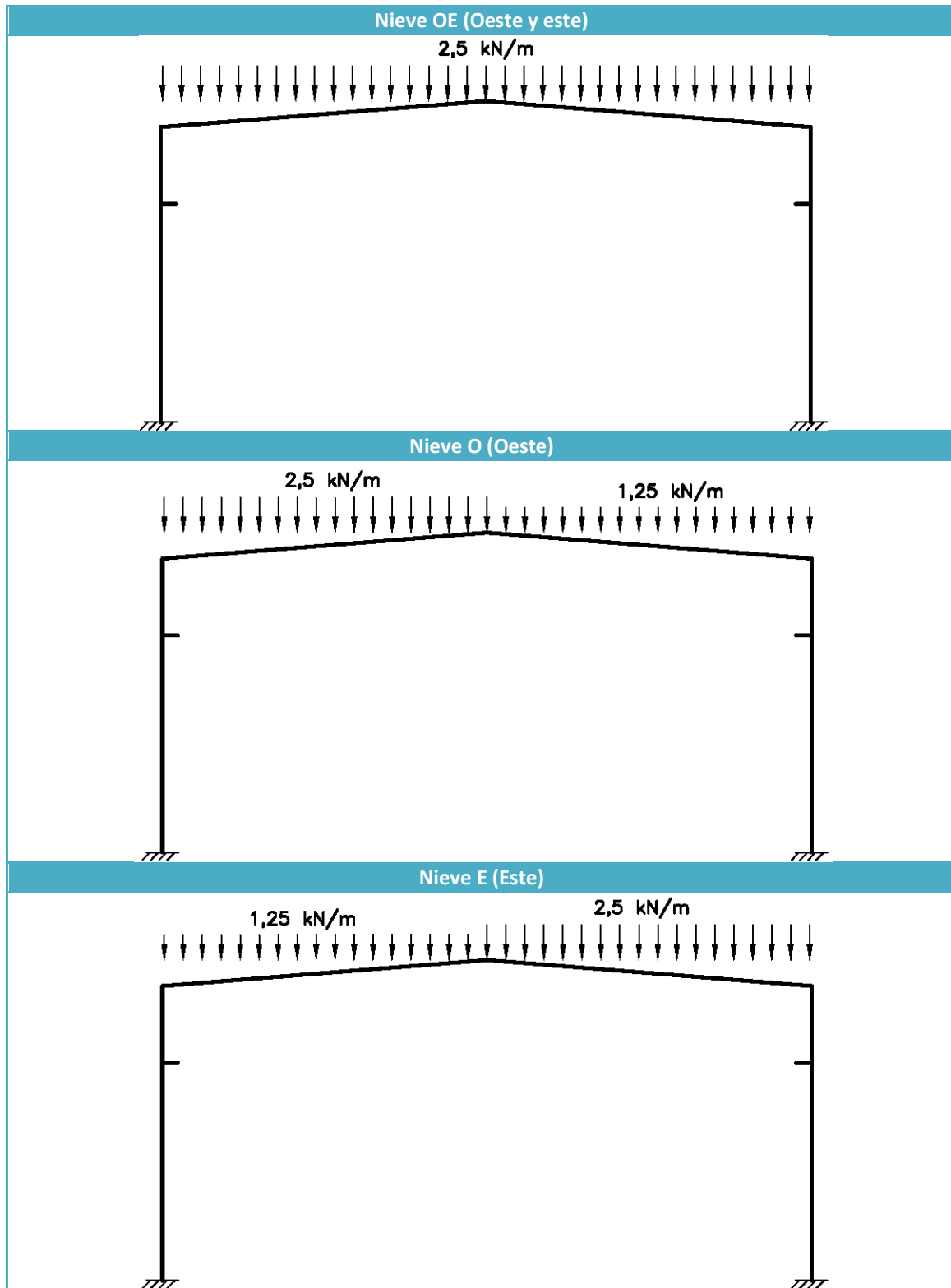


10.3.5 Nieve

Se considera una carga de nieve (máxima) en cubierta de: $-0,50 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Nieve	0,50	2,50

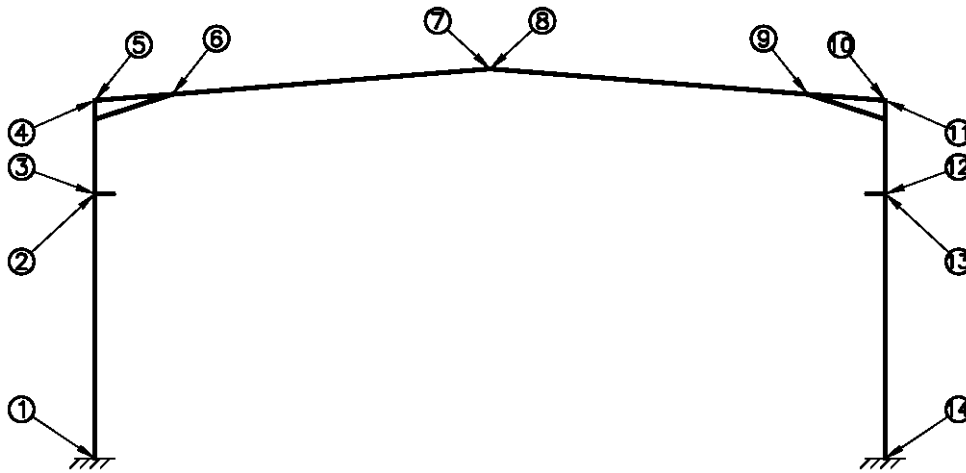
Se ha considerado, la posibilidad de concentración de la carga de nieve en ambos faldones simultáneamente y la posibilidad de concentración de la sobrecarga de nieve solamente en uno de los faldones. En las siguientes imágenes se observan las condiciones de carga consideradas:



10.4 Diagramas de esfuerzos

A continuación se presentan los diagramas de esfuerzos de cada una de las acciones actuantes.

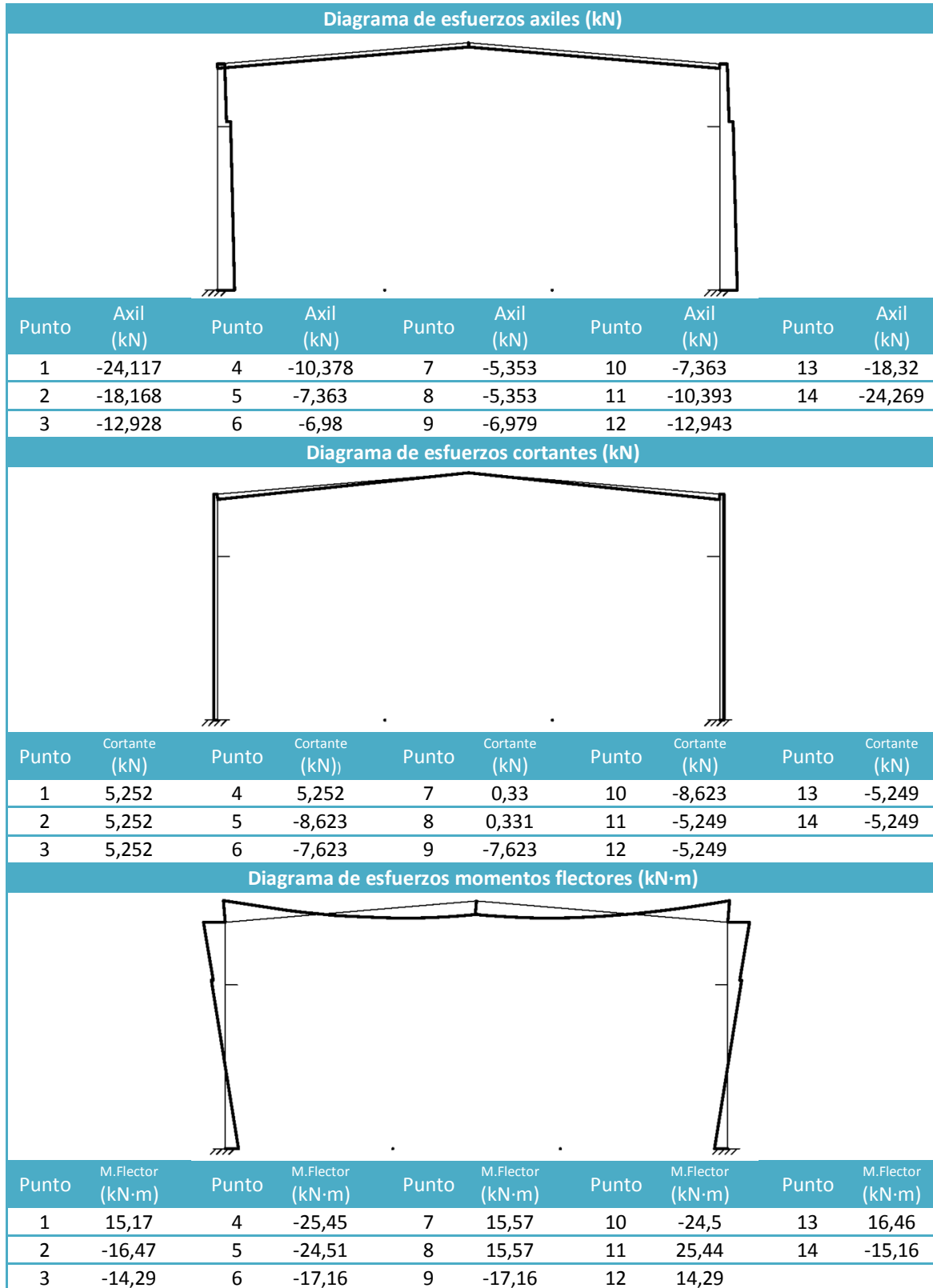
En la siguiente imagen se indican los puntos sobre los que se tabularán los citados esfuerzos:



1. Esfuerzos en base pilar Oeste
2. Esfuerzos en pilar Oeste bajo ménsula
3. Esfuerzos en pilar Oeste sobre ménsula
4. Esfuerzos en pilar Oeste alero
5. Esfuerzos en dintel Oeste alero
6. Esfuerzos en dintel Oeste alero (sin cantonera)
7. Esfuerzos en dintel Oeste cumbrera
8. Esfuerzos en dintel Este cumbrera
9. Esfuerzos en dintel Este alero (sin cantonera)
10. Esfuerzos en dintel Este alero
11. Esfuerzos en pilar Este alero
12. Esfuerzos en pilar Este sobre ménsula
13. Esfuerzos en pilar Este bajo ménsula
14. Esfuerzos en base pilar Este

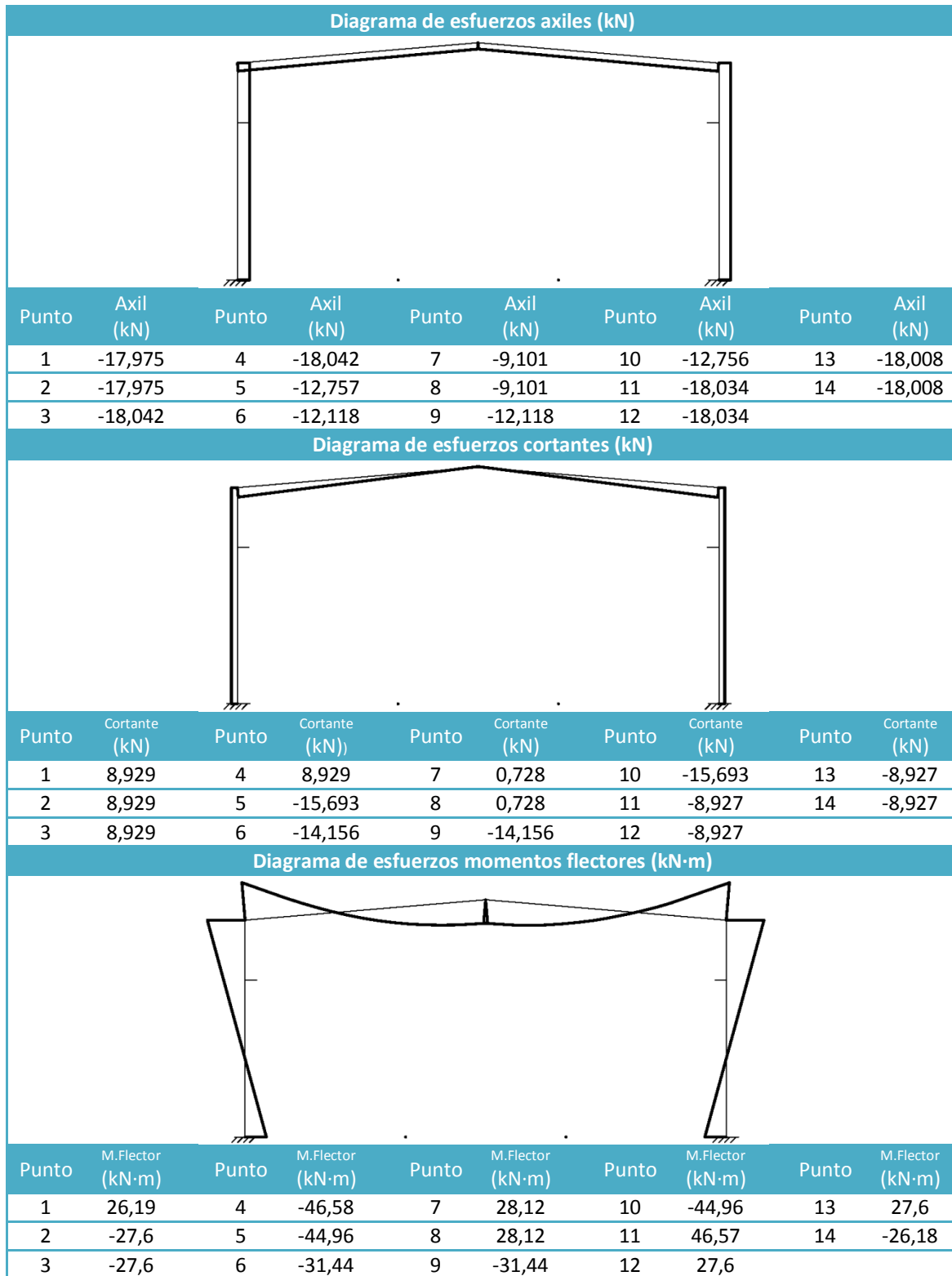
10.4.1 Cargas permanentes

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.4.2 Sobrecarga de uso: Cubierta

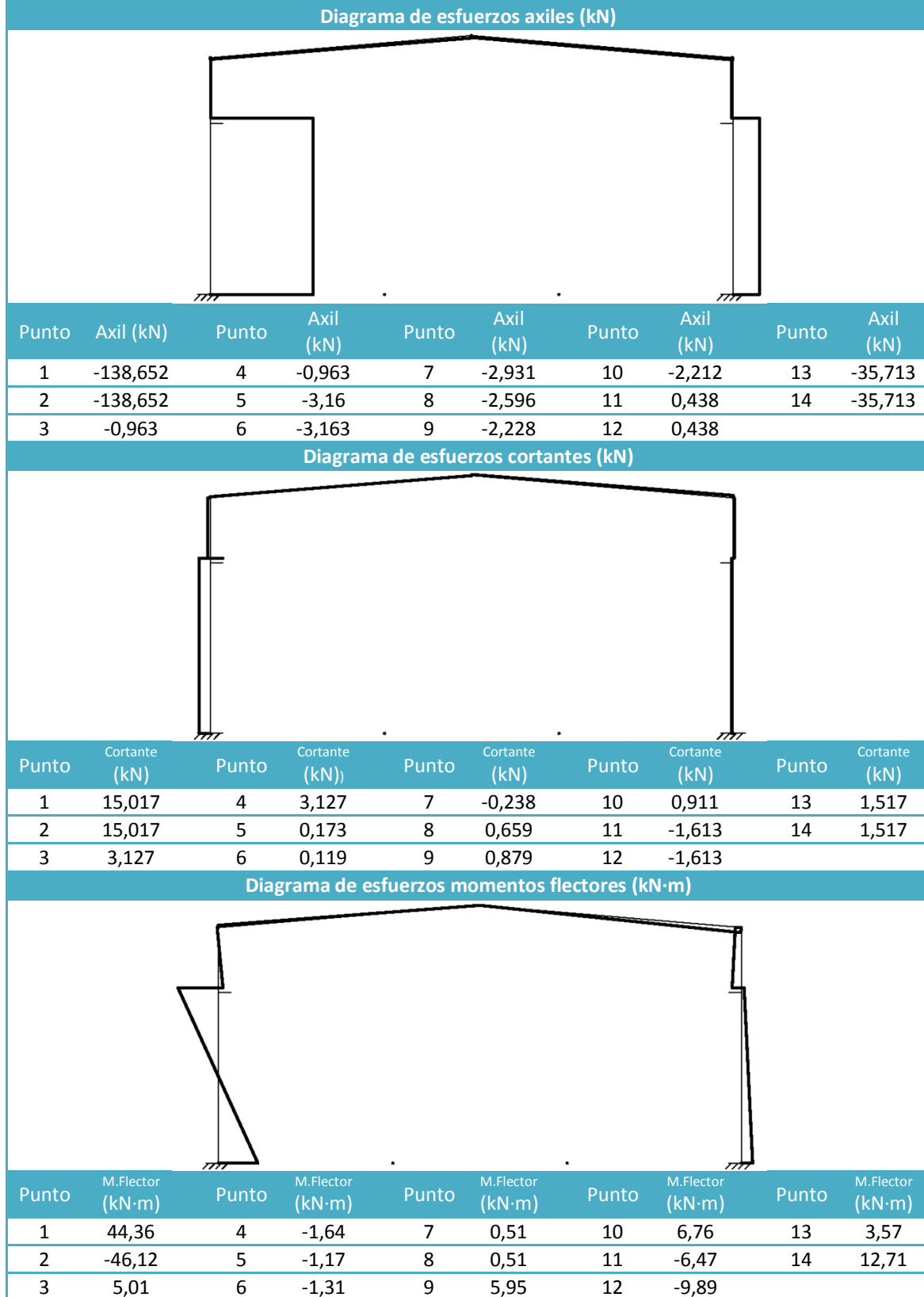
Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.4.3 Sobrecarga de uso: Puente grúa

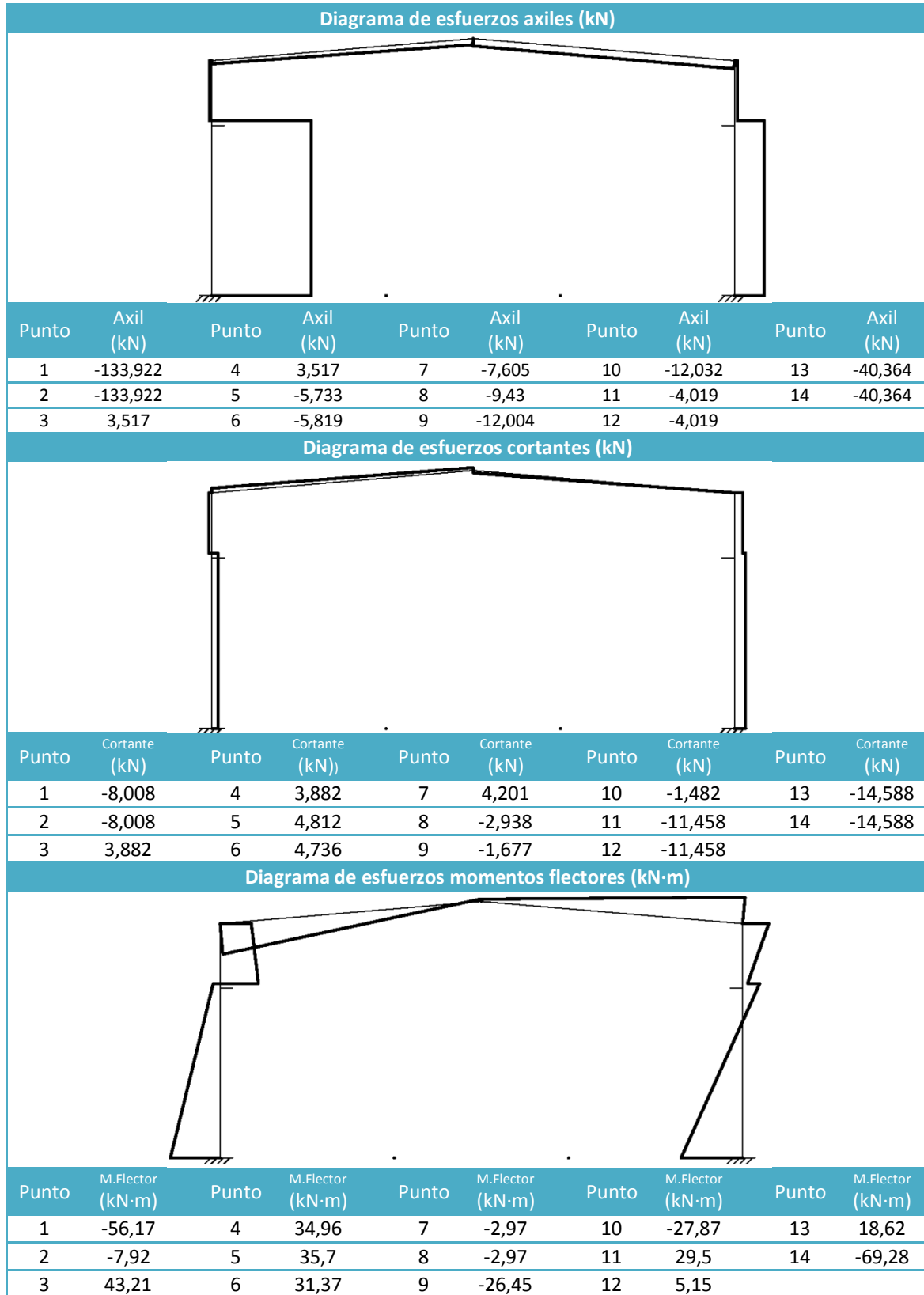
10.4.3.1 Puente grúa Oeste frenada Oeste

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



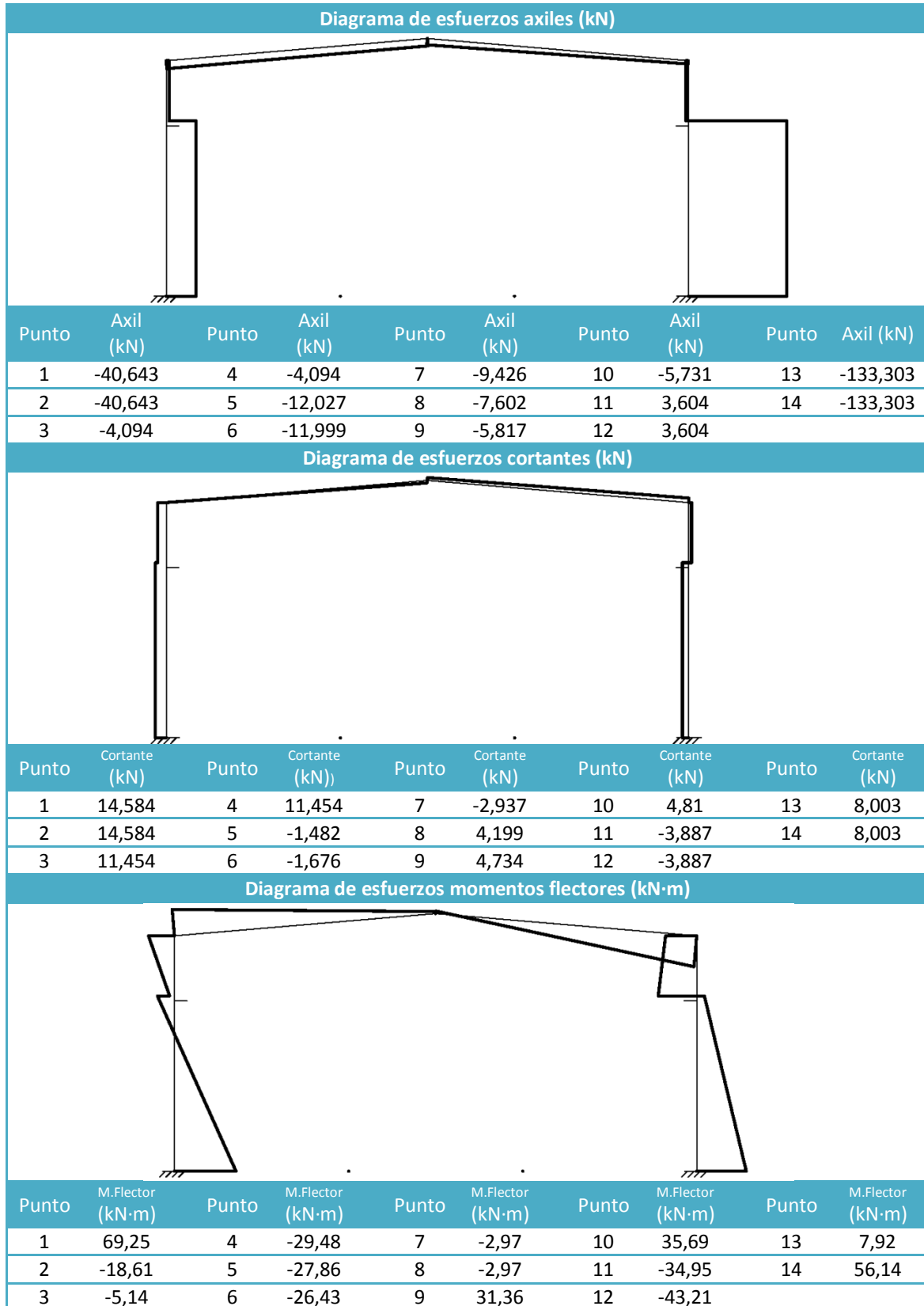
10.4.3.2 Puente grúa Oeste frenada Este

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



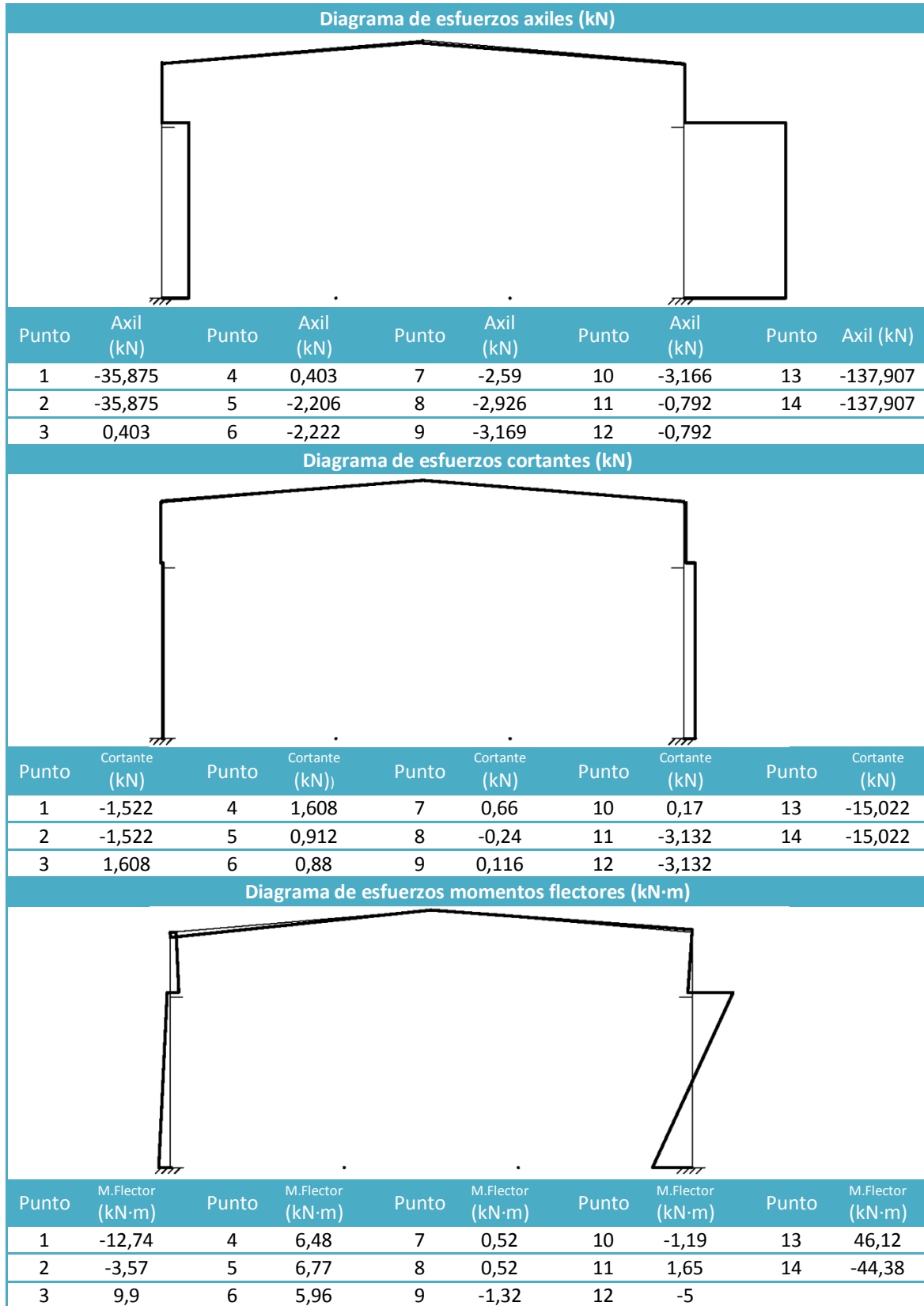
10.4.3.3 Puente grúa Este frenada Oeste

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.4.3.4 Puente grúa Este frenada Este

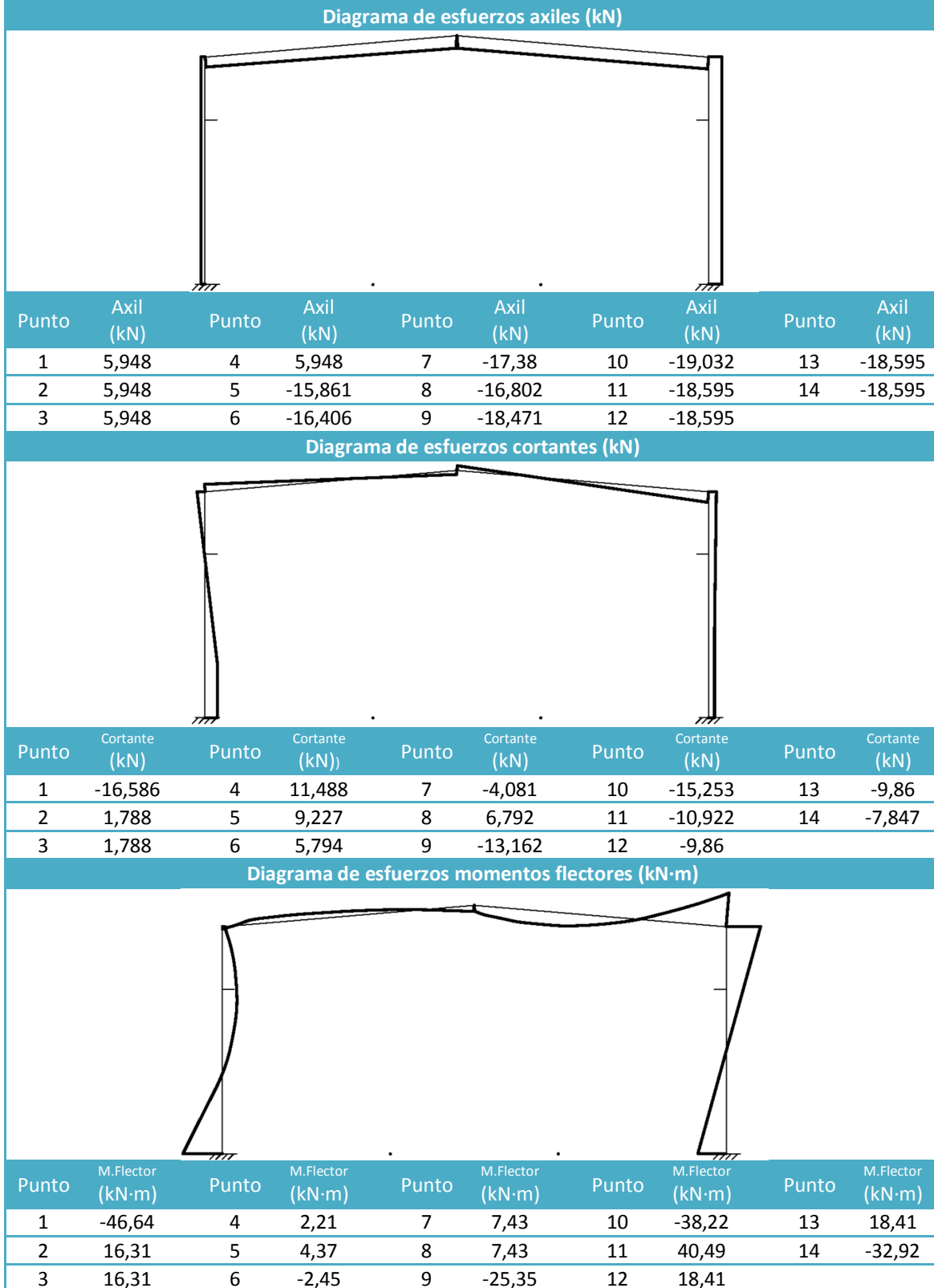
Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.4.4 Viento

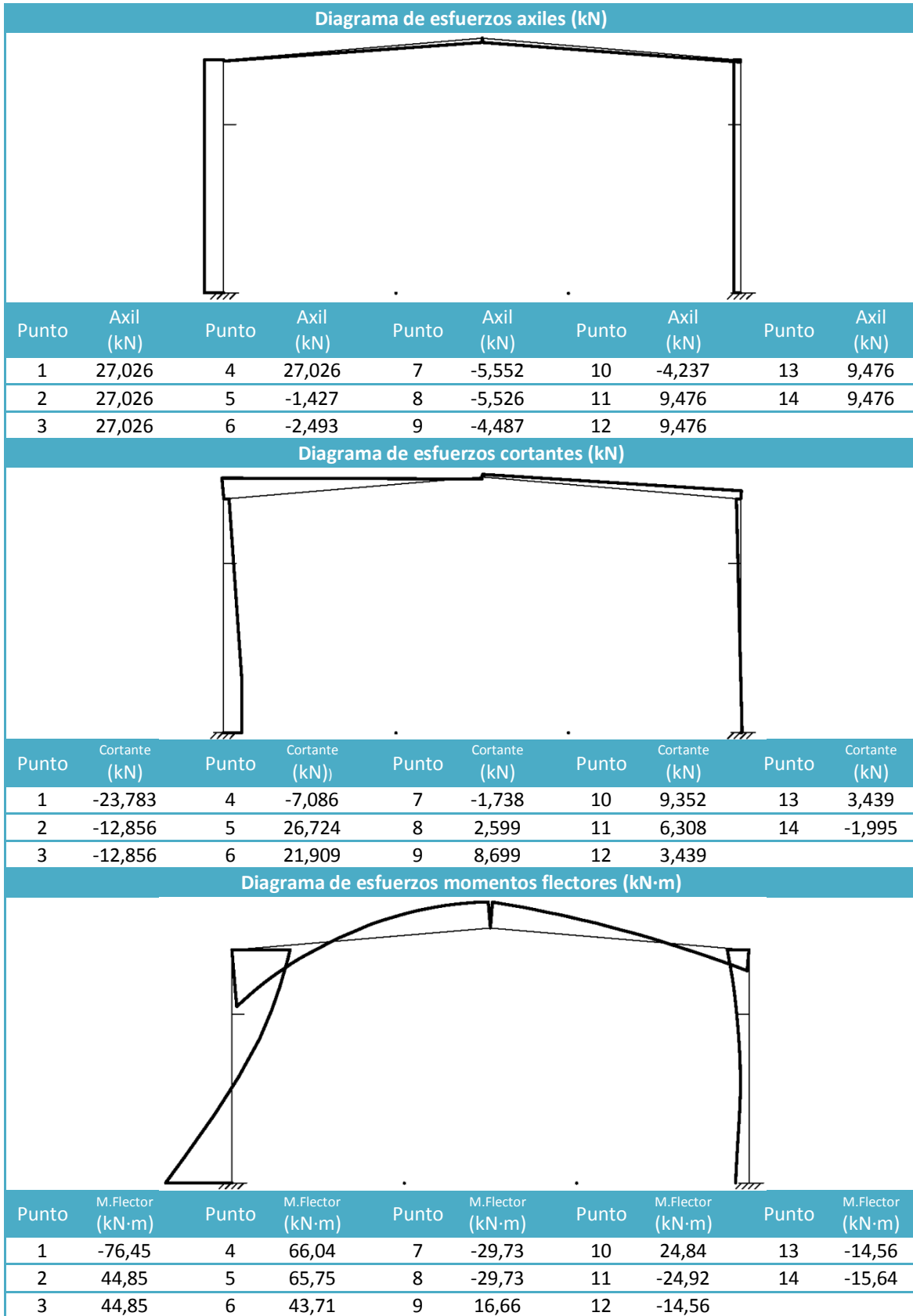
10.4.4.1 Viento H1 presión

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



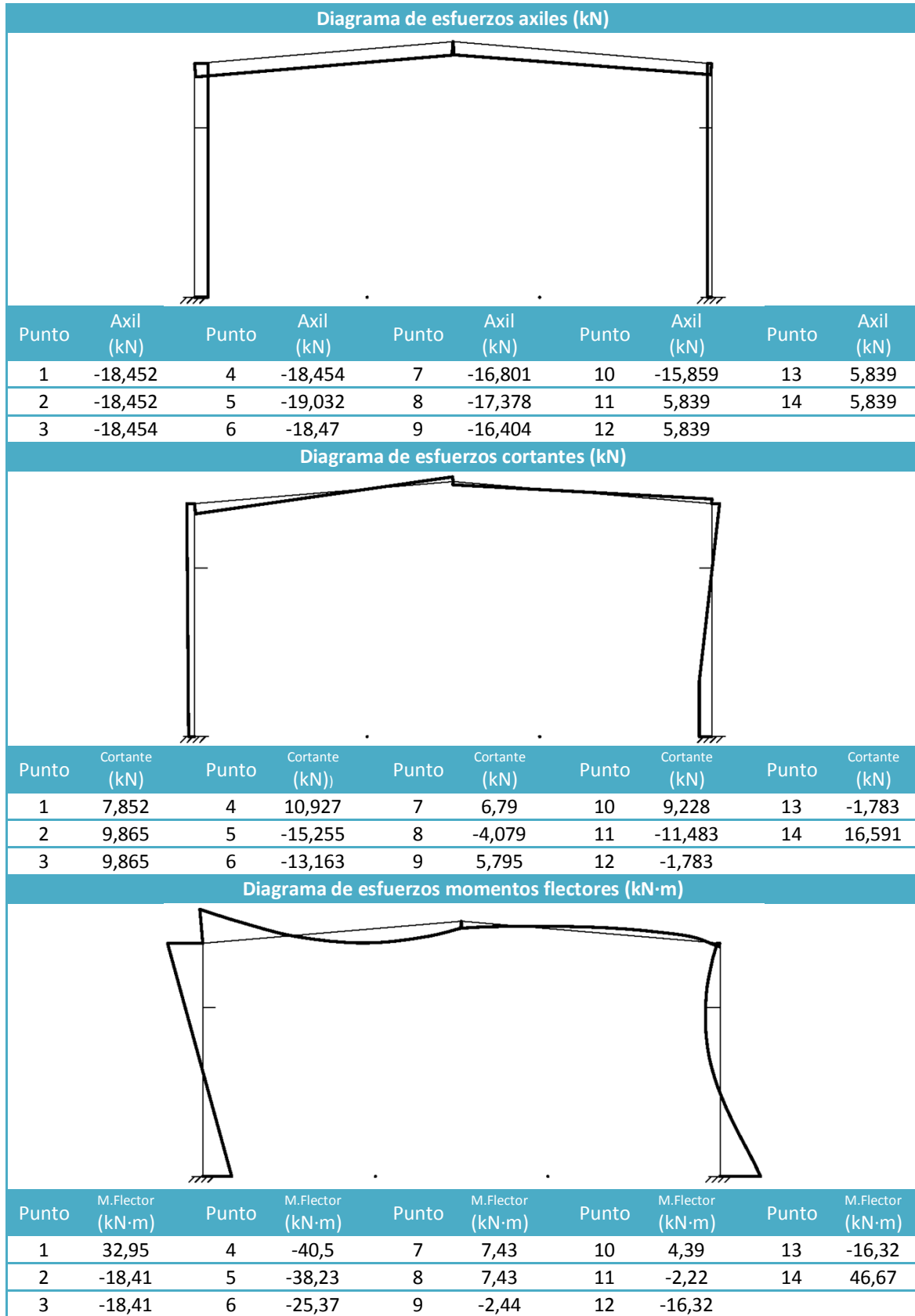
10.4.4.2 Viento H1 succión

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



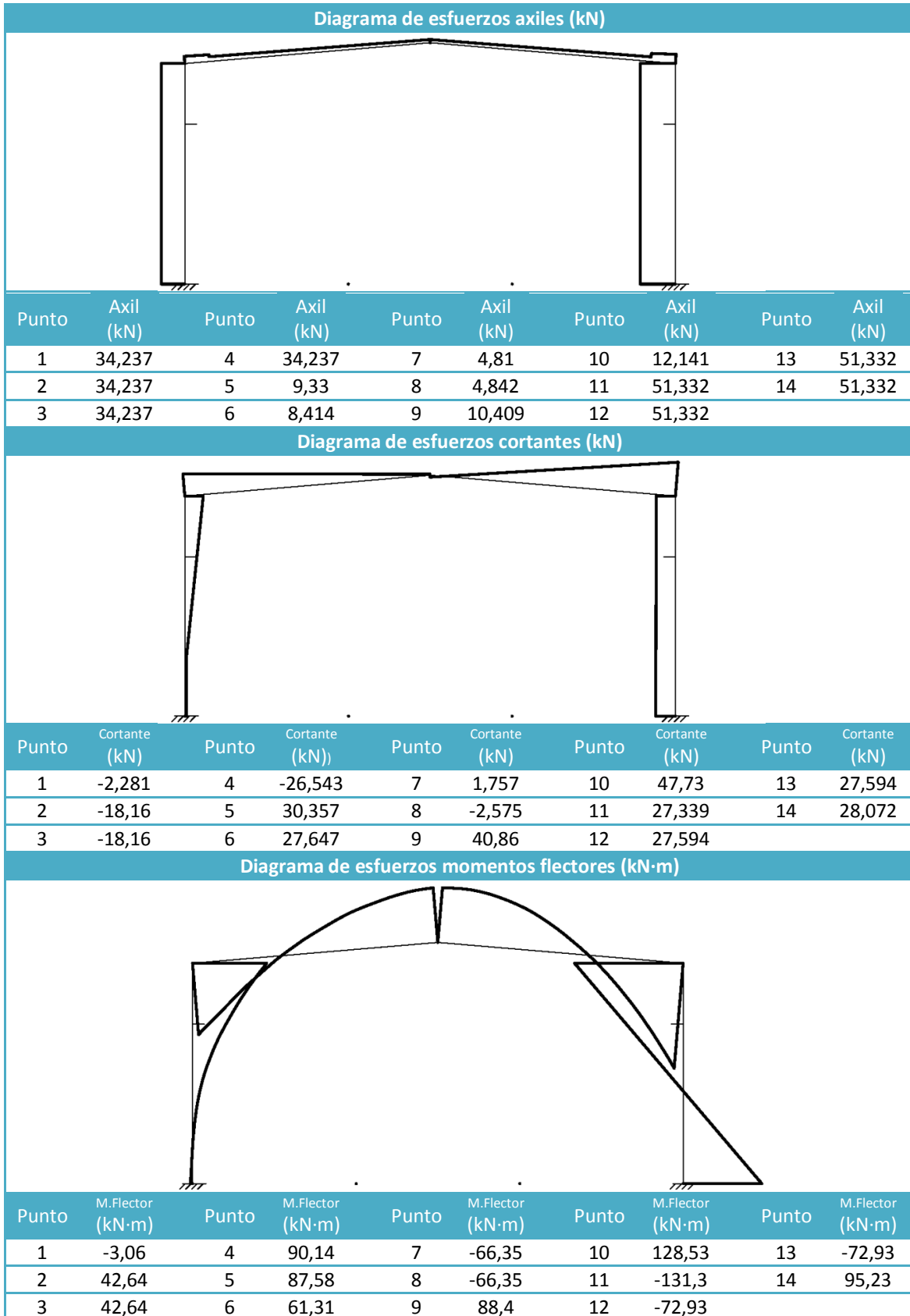
10.4.4.3 Viento H2 presión

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



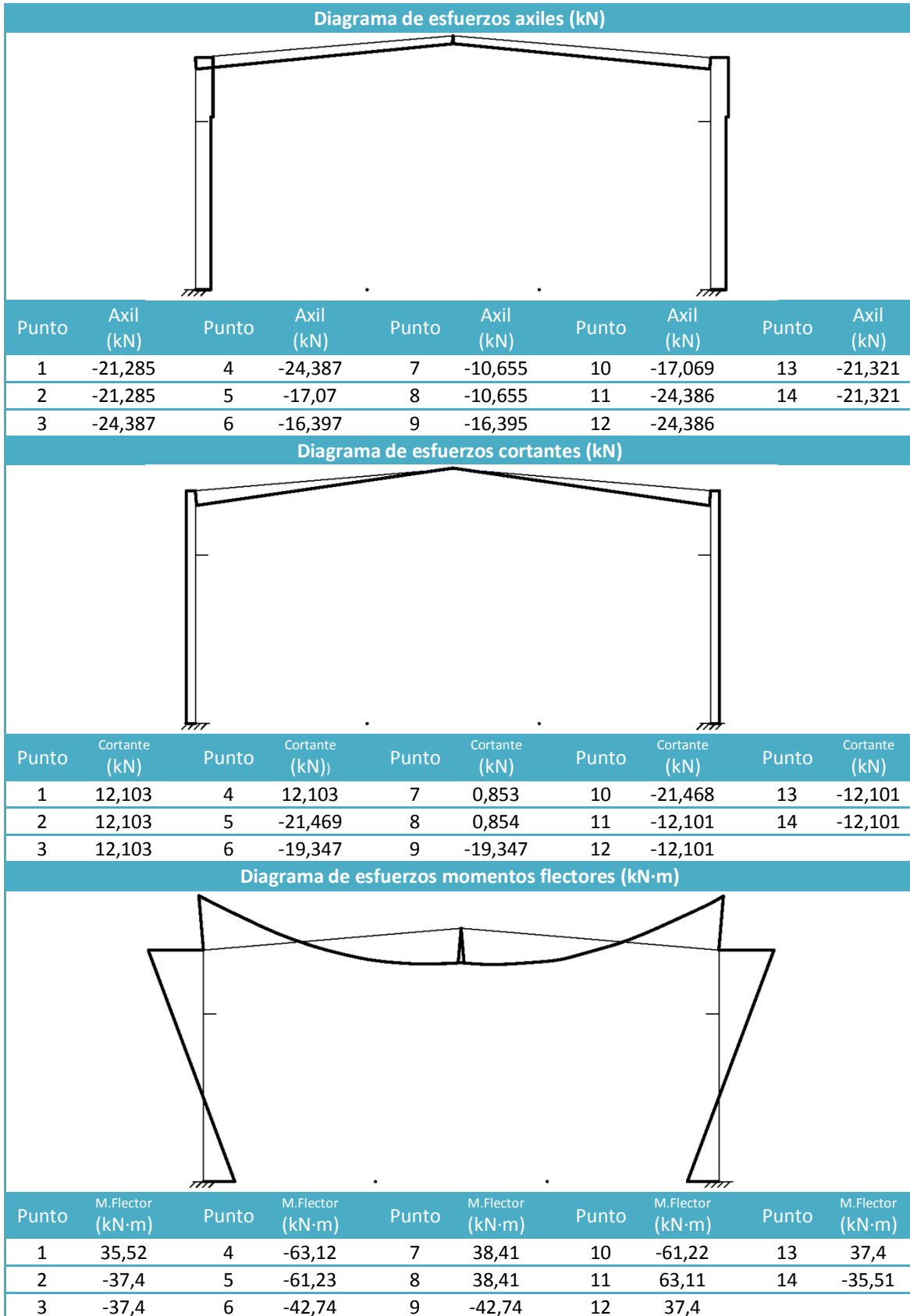
10.4.4.4 Viento H2 succión

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



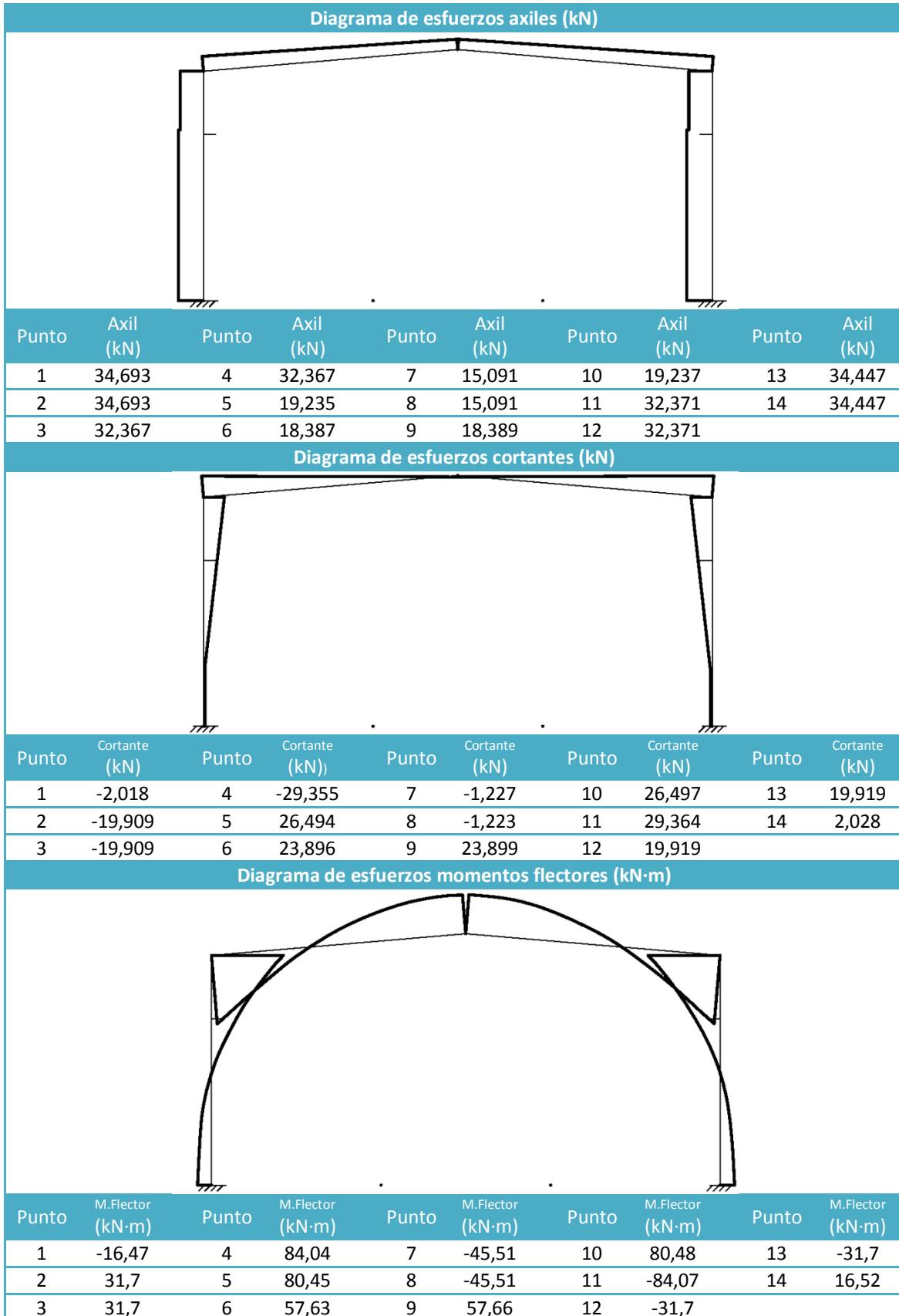
10.4.4.5 Viento H3 presión

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



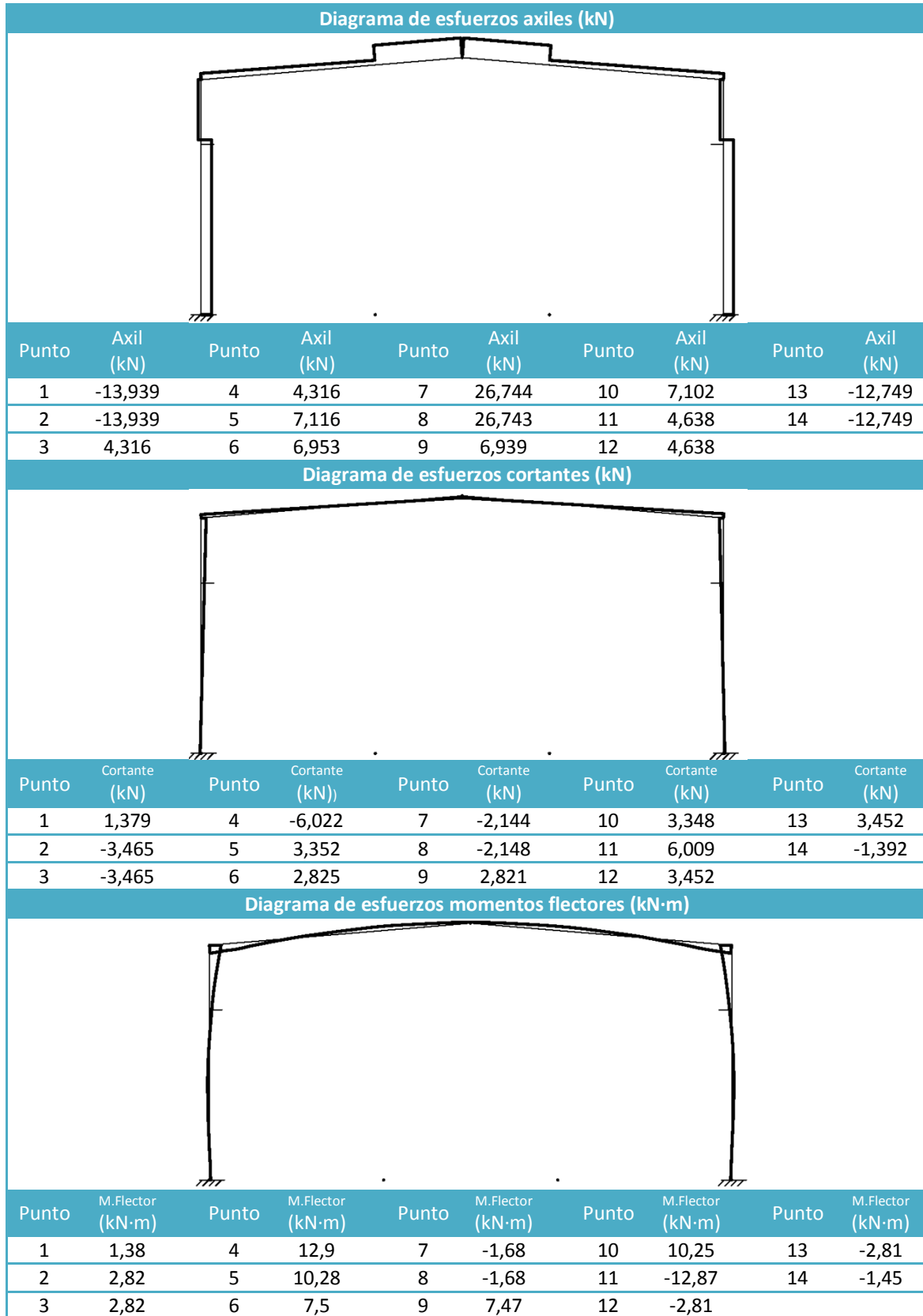
10.4.4.6 Viento H3 succión

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



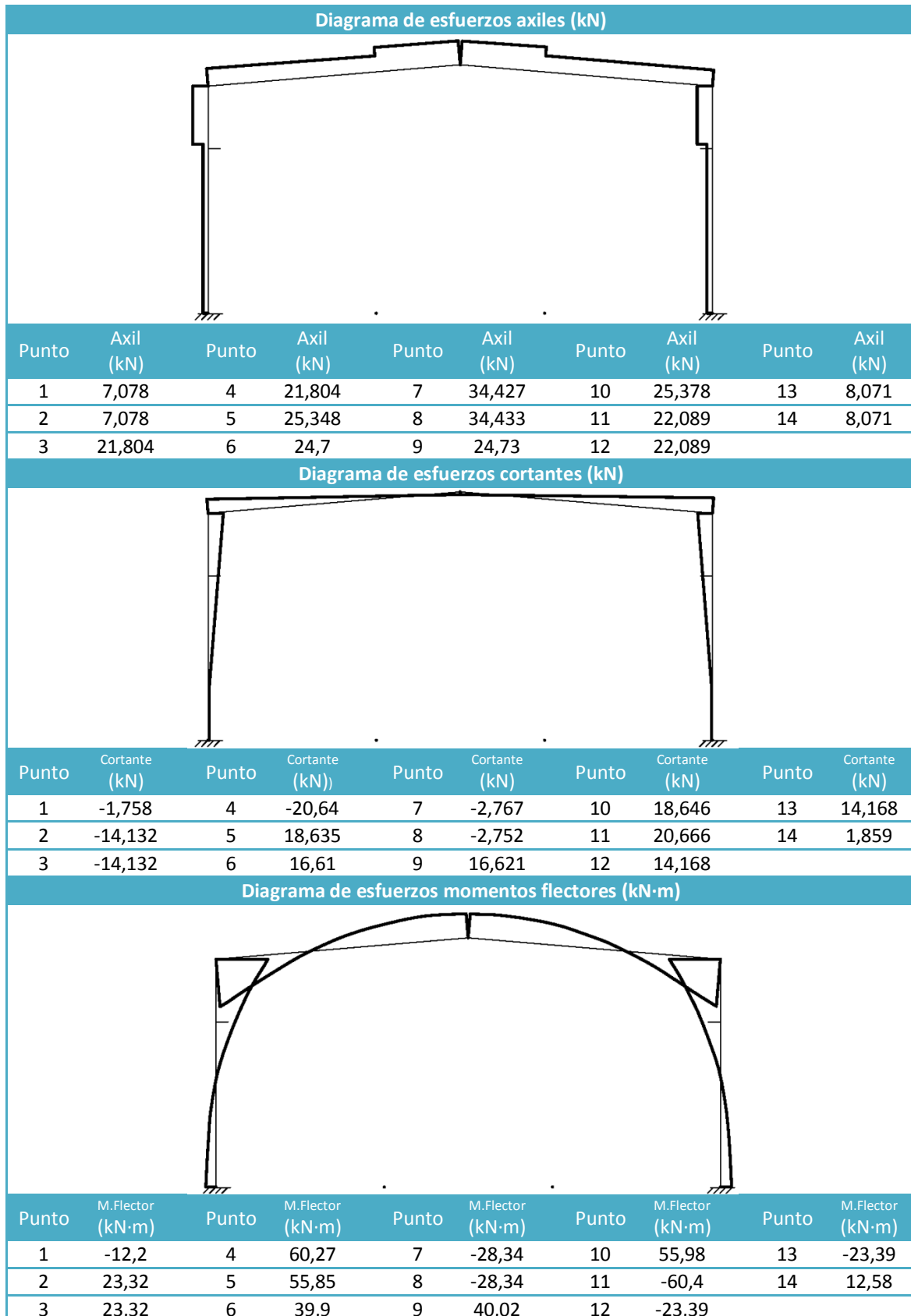
10.4.4.7 Viento H4 presión

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.4.4.8 Viento H4 succión

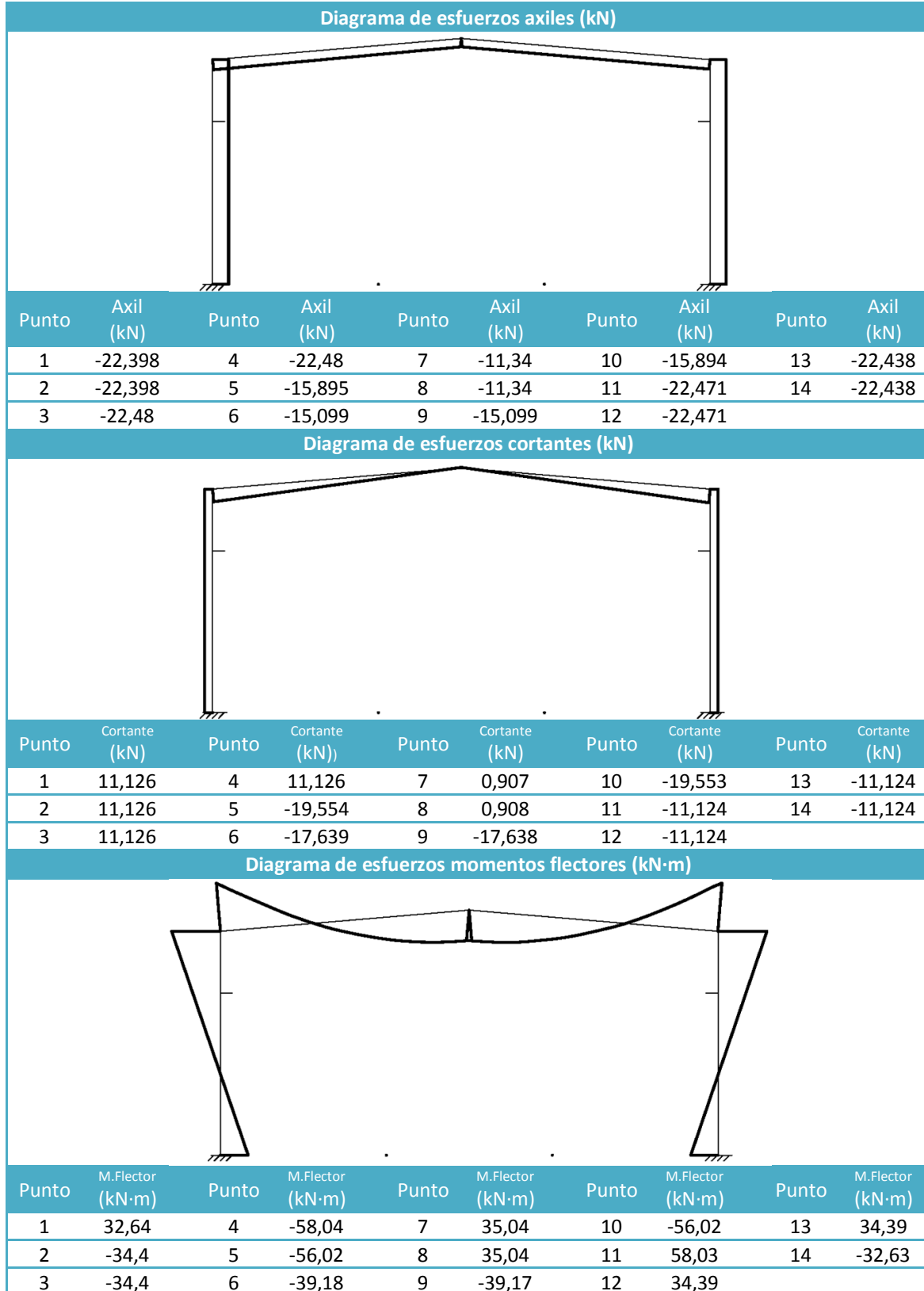
Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.4.5 Nieve

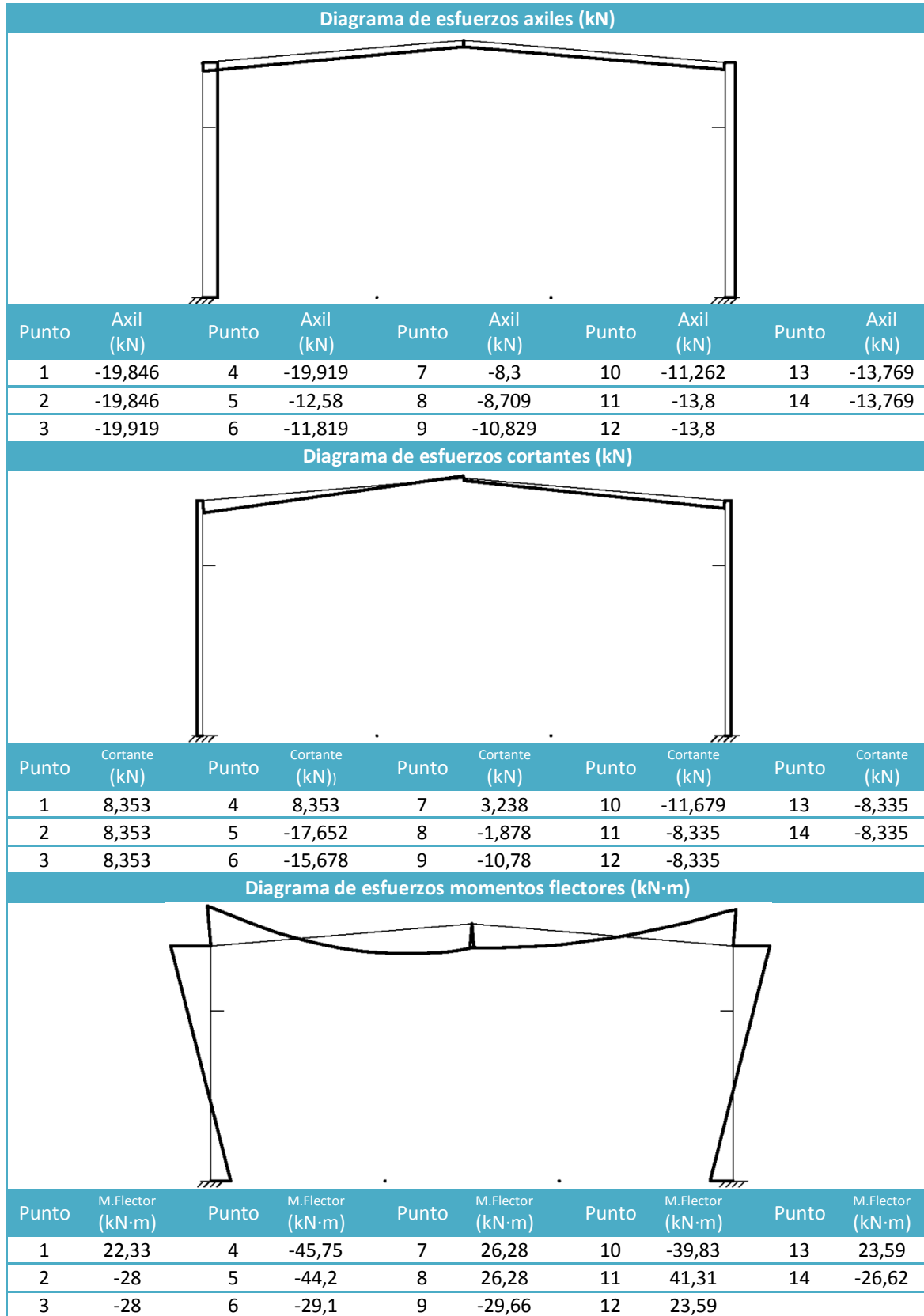
10.4.5.1 Nieve OE (Oeste Este)

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



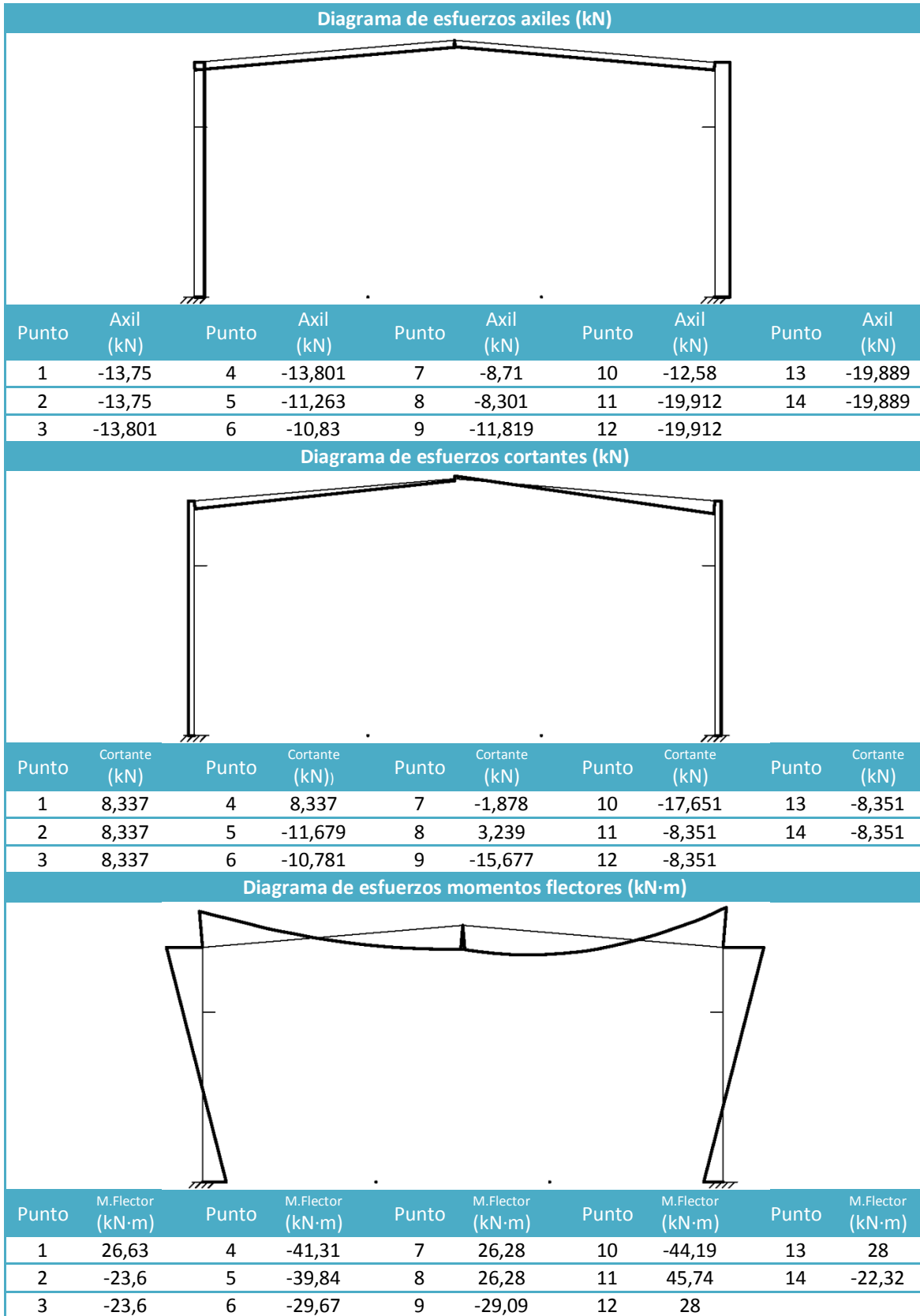
10.4.5.2 Nieve 0 (Oeste)

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.4.5.3 Nieve E (Este)

Los diagramas de esfuerzos que provoca esta carga actuando sobre el pórtico central se observan en los siguientes diagramas:



10.5 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_DINTEL	PP_PGREC	SC_CUB	SC_PG_O_FO	V1P	NIEVE OE
PP_PILAR	PP_CORREA_CUB		SC_PG_O_FE	V1S	NIEVE O
PP_MÉNSULA	PP_CORREA_FAC		SC_PG_E_FO	V2P	NIEVE E
	PP_VCARRIL		SC_PG_E_FE	V2S	
				V3P	
				V3S	
				V4P	
				V4S	

Donde:

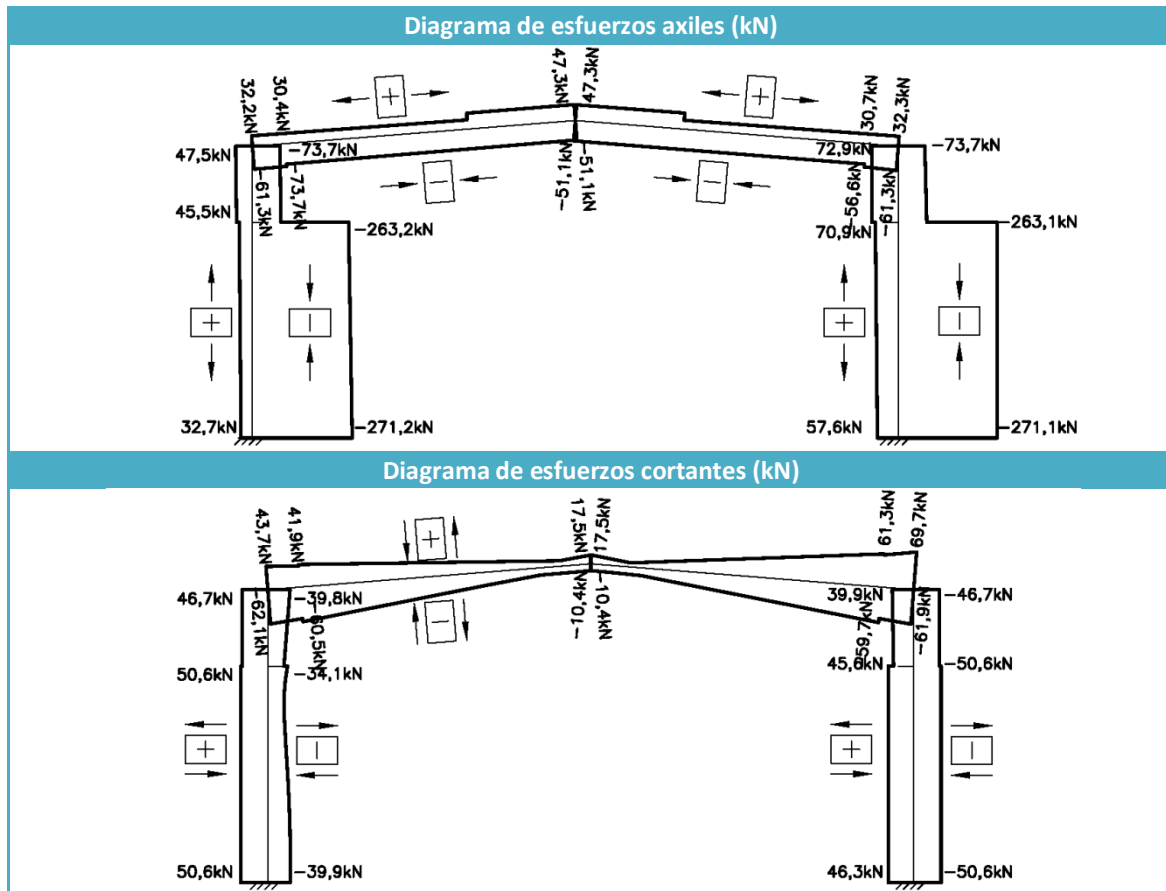
- La sobrecarga de cubierta es no concomitante con el resto de acciones variables
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

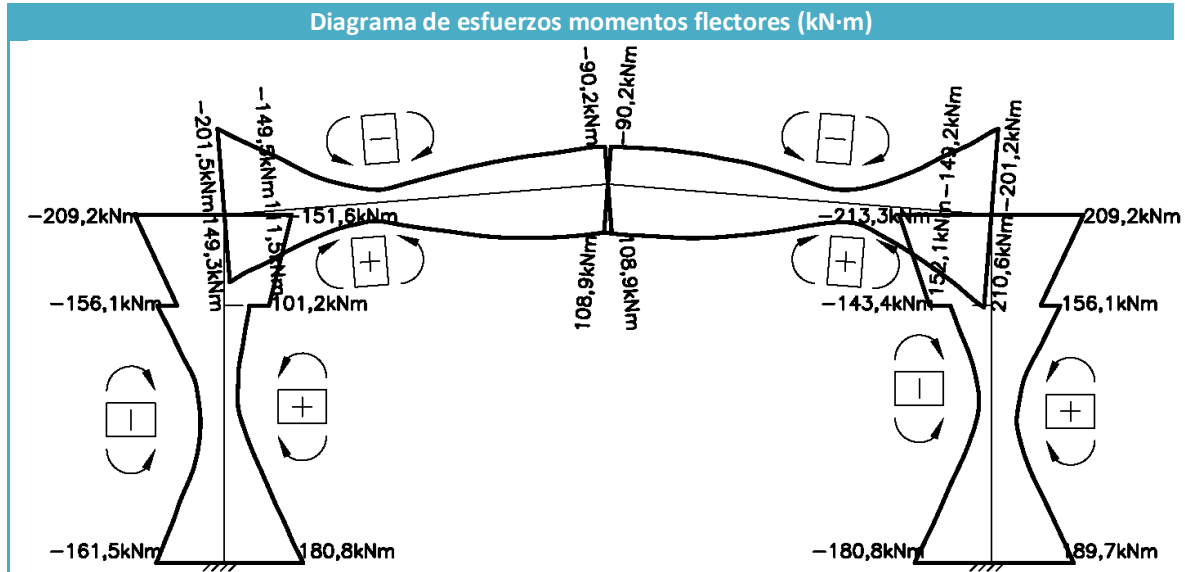
10.5.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

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

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos:

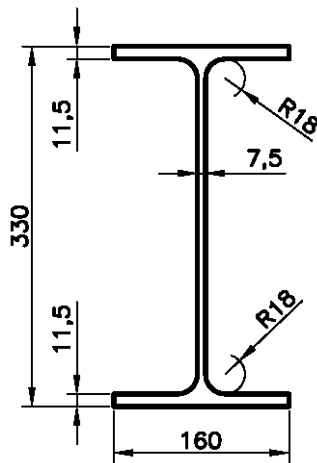




10.6 Características de la sección

10.6.1 Características de la sección: Dintel

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-330 son:



$$A = 62,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 11.770 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 788 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 26,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 713 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 804 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 98,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 154 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 13,70 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,01 \text{ cm}$$

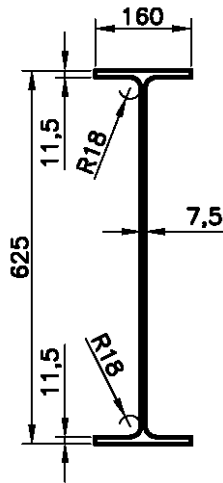
$$i_{f,z} = 4,01 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,4817 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 398kN (como es el caso).

10.6.2 Características de la sección: Cantonera dintel

Simplificadamente, la sección se considera según la siguiente imagen, con las siguientes características geométricas y mecánicas:

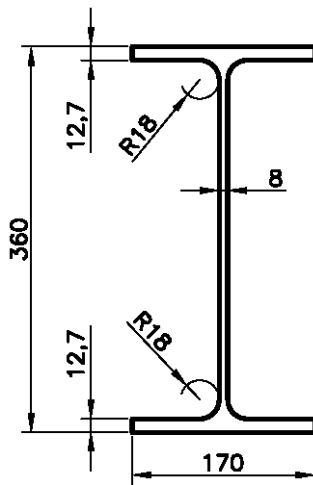


$$\begin{aligned}
 A &= 84,73 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 50.720 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 789 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 1.623 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 1.891 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 98,6 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 157,6 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 24,47 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,05 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Para los esfuerzos a los que se encuentra sometida la barra, la sección es de clase 1.

10.6.3 Características de la sección: Pilar

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-360 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 72,7 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 16.270 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 1.040 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 37,3 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 904 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 1.019 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 123 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 191 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 15,0 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,79 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 4,28 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,5602 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 435kN (como es el caso).

10.7 Comprobaciones de la secciones

10.7.1.1 Resistencia de la sección a cortante: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a esfuerzos cortantes.

El esfuerzo cortante que se tiene en cuenta para realizar esta comprobación, es el máximo del dintel, para así dar por comprobada también la sección de la cantonera.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{z,Ed} = 69,8 \text{ kN}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 2475 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 374,25 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

10.7.1.2 Resistencia de la sección a cortante: Pilar

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V3S**

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{z,Ed} = 56,9 \text{ kN}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 2880 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 435,49 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

10.7.1.3 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + **V2S**

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 3,92 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 151,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 62,6 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1639,52 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 210,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 154 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 40,333333333333329 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0024 + 0,7209 \geq 1 \quad 0,7234 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

10.7.1.4 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cantonera

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 + 1/2 IPE-330 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V4P

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 62,3 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 205,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 84,73 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2219,12 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1891 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 495,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0281 + 0,4153 \geq 1 \quad 0,4434 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

10.7.1.5 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V4P

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 76,3 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 213,44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1904,05 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 266,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0401 + 0,7998 \geq 1 \quad 0,8398 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

10.8 Comprobaciones de la barra

10.8.1 Comprobación flexocompresión - flexotracción

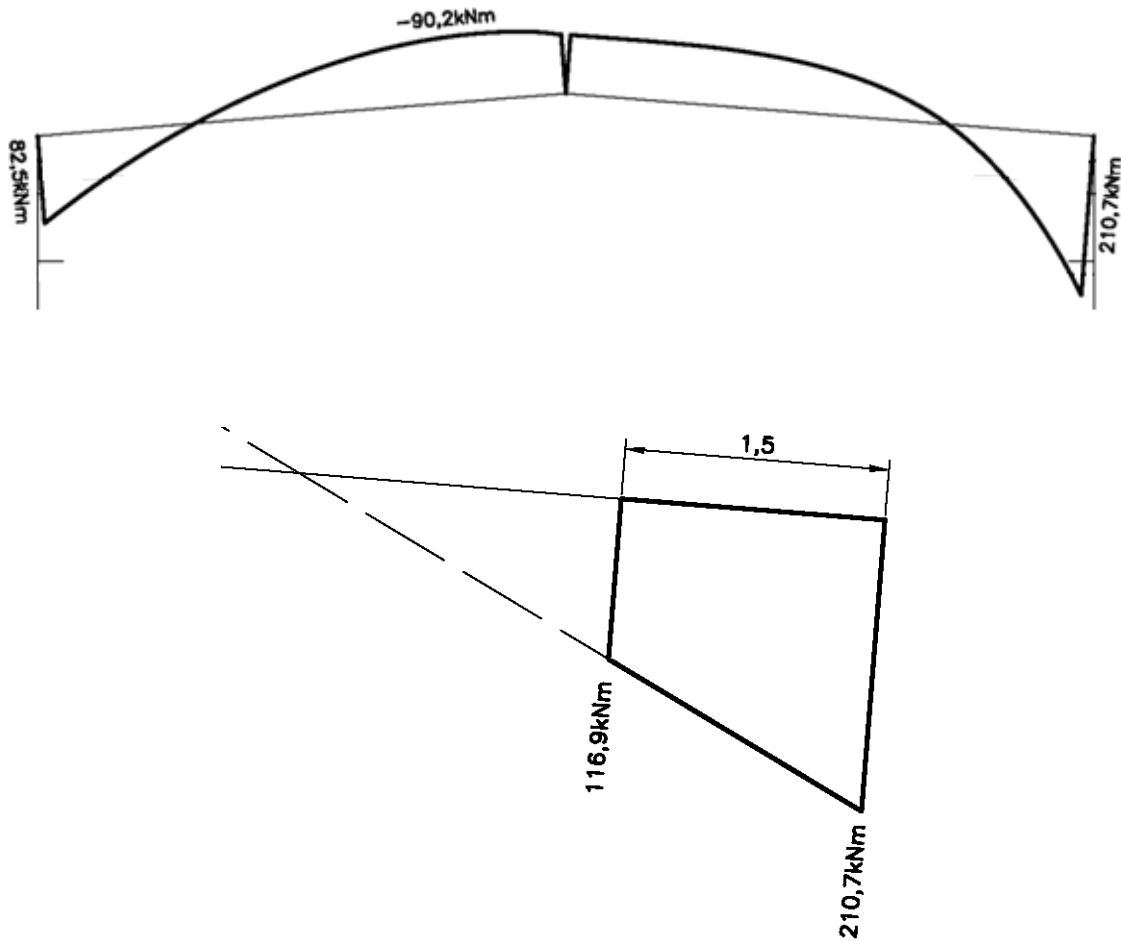
10.8.1.1 Comprobación tracción: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a flexotracción.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del dintel se produce de la siguiente manera:



Se cuantifica: $C_1 = (\psi = 0,5548) = 1,14$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 3,92 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y ": $M_{y,Ed} = 151,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 62,6 \text{ cm}^2$

Módulo resistente "eje y " $W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$

Se obtiene así, la tensión de la fibra externa comprimida:

$$\sigma_{com,Ed} = 188,31 \text{ N/mm}^2$$

Siendo el valor de cálculo del momento flector para la comprobaciones ante pandeo lateral de:

$$M_{ef,y,Ed} = 151,40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Módulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 151,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

Módulo torsión de la sección: $I_T = 26,5 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 788 \text{ cm}^4$

Módulo resistente de la sección, respecto eje y: $W_y = 804 \text{ cm}^3$

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 4,01 \text{ cm}$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 449,99 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1203,98$

kN·m

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1285,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,4148$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$\alpha_{LT} = 0,34$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2] = 0,6225$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,9202$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 193,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

10.8.1.2 Comprobación flexocompresión: Pilar

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a flexocompresión.

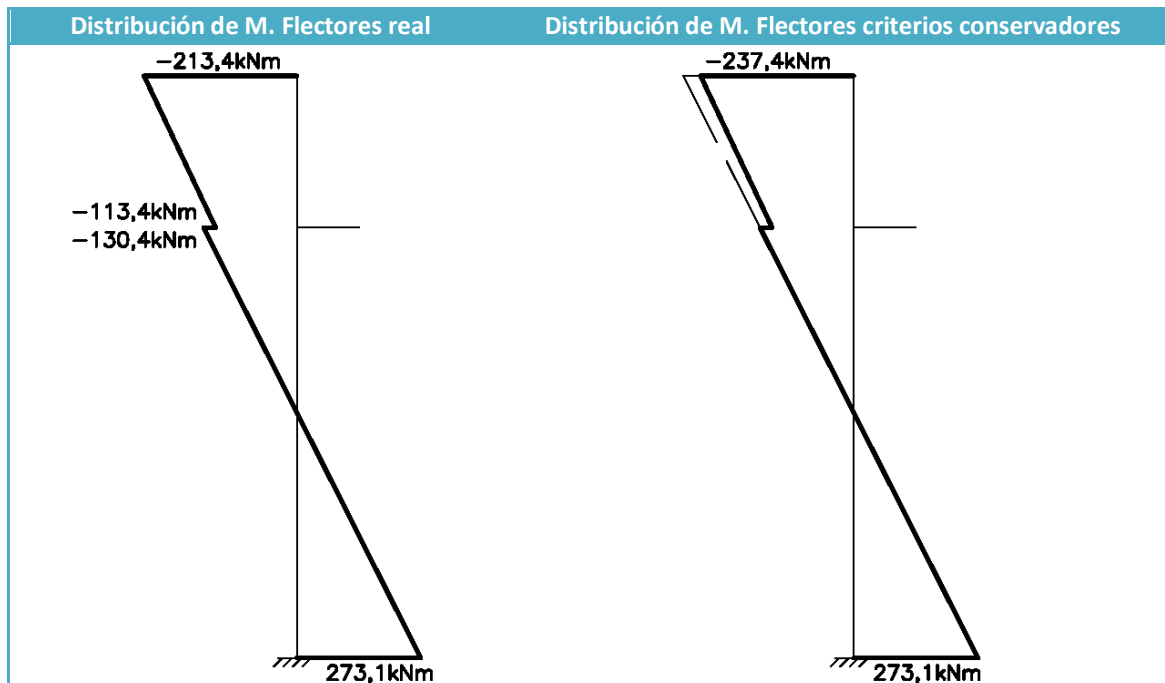
La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V4P

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

El coeficiente de pandeo para el pilar en su eje principal de inercia resulta de considerar:

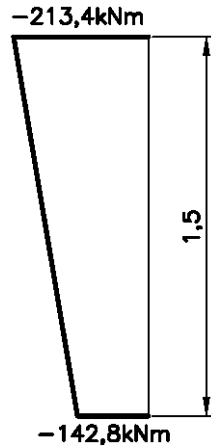
Característica	Pilar	Dintel	Coefficiente pandeo
Sección	IPE-360	IPE-300	$\beta = 1,5449$
Longitud (m)	8,15	18	

Dado que la distribución de momentos a lo largo del pilar se produce de la siguiente manera, se puede hacer la siguiente aproximación mediante criterios conservadores, solo para la obtención de los siguientes coeficientes:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\alpha = -0,7291) = 0,4$

Dado que la distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y arriostrada ante pandeo en el eje secundario de inercia y pandeo lateral queda:



Cuantificando los coeficientes:

$$c_{m,LT} = (\alpha = 0,6692) = 0,8677$$

$$C_1 = (\psi = 0,6692) = 1,14$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 76,3 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 213,44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 1040 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 37,299999999999997 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 904 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 191 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 123 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 4,28 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 8,15 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1,5449$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 12,59 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 2127,11 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,9695$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,0507$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,6869$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 1,50 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{k,z} = L \cdot \beta_z = 1,50 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\text{Alfa}_z = 0,34$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 9580,10 \text{ kN}$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,4568$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,6480$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,9029$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 613,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1738,99$$

kN·m

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1843,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,3898$$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,4$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,8677$

Coefficientes de interacción

$$\text{Resistencia a compresión de la sección: } N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1904,05 \text{ kN}$$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0449$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0139$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9967$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

Para todas las secciones

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0583 + 0,3343 + 0 \leq 1 \qquad 0,3926 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0444 + 0,7971 + 0 \leq 1 \qquad 0,8415 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

10.8.1.3 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar alero

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-360 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V4P

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

Axil compresión: $N_{Ed} = 62,3$ kN

Momento flector: $M_{y,Ed} = 205,7$ kN·m

El canto del dintel (aprox) es de: $h = 0,610$ m

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 368,36 kN

Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$

Módulo elástico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: $d = 298,6 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t = 8 \text{ mm}$

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 37,33 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 368,36 \text{ kN}$

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 81 mm

Espesor rigidizador: 12 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_S = 491,3 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{S,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 11,47 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $32,23 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $274,82 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: $23,89 \text{ cm}$

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 99854,64 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0942$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4785$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 886,39 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

10.8.1.4 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar ménsula

La ménsula de la viga carril, del puente grúa, transmite al pilar un momento flector que actúa como cargas puntuales sobre el pilar, de valor:

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

$$\text{Axil compresión: } N_{Ed} = 17,8 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector: } M_{y,Ed} = 104,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El canto del dintel (aprox) es de: $h = 0,315 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: $340,01 \text{ kN}$

Como se ha calculado anteriormente, para rigidizador de 12 mm $F_{b,Rd} = 886,39 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

Además, queda comprobada la expresión:
$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}\right)} \leq 1,4$$
 Ya que:
$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

10.9 Desplazamientos

Sobre el pórtico central, se producen desplazamientos verticales y horizontales provocados por peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso en cubierta, sobrecarga de uso de puente grúa, viento y nieve.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: “Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: L/300”

En el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural, se recoge: “Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que: L/250”

10.9.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Se realiza la siguiente combinación, en vez de la combinación casi permanente. Debido a que la combinación frecuente representa efectos reversibles y la casi permanente representa acciones de larga duración. En cualquier caso, este criterio resulta conservador, en cuanto al dimensionado de la estructura:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

10.9.2 Desplazamientos: Verticales en cumbrera

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-17,297
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-28,325
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	1,741
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-2,249
Viento (valor máximo)	65,728
Viento (valor mínimo)	-37,645
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-35,294

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: -37,469mm

Lo que supone un: L/480 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/300.

10.9.3 Desplazamientos: Horizontales en alero

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-1,255
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-2,28
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	31,145
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-30,753
Viento (valor máximo)	20,032
Viento (valor mínimo)	-12,373
Nieve(valor máximo)	0,004
Nieve (valor mínimo)	-4,265

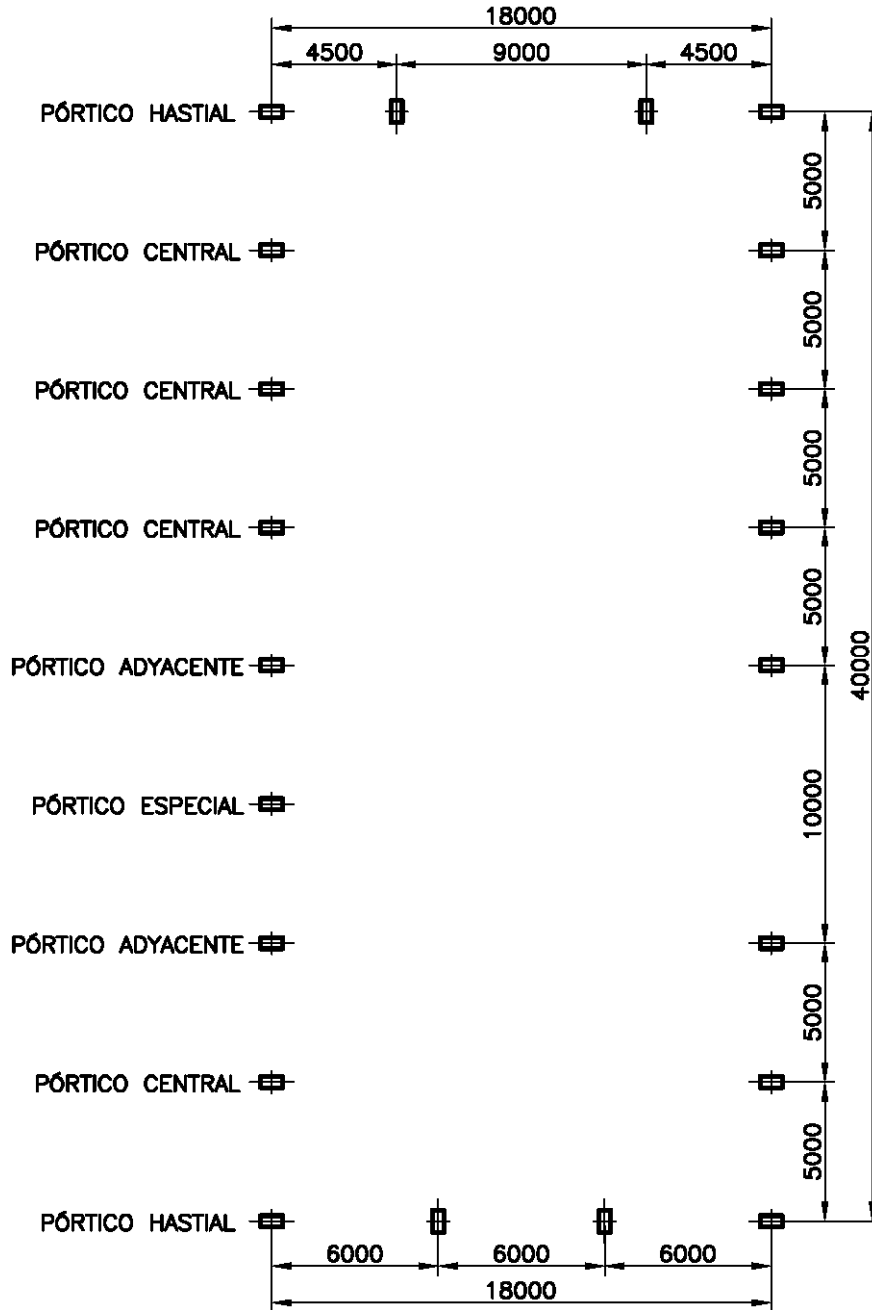
El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: 27,448mm

Lo que supone un: L/356 de la altura total del elemento. Desplome inferior a el impuesto de L/250.

11 Pórtico hastial: Fachada sur

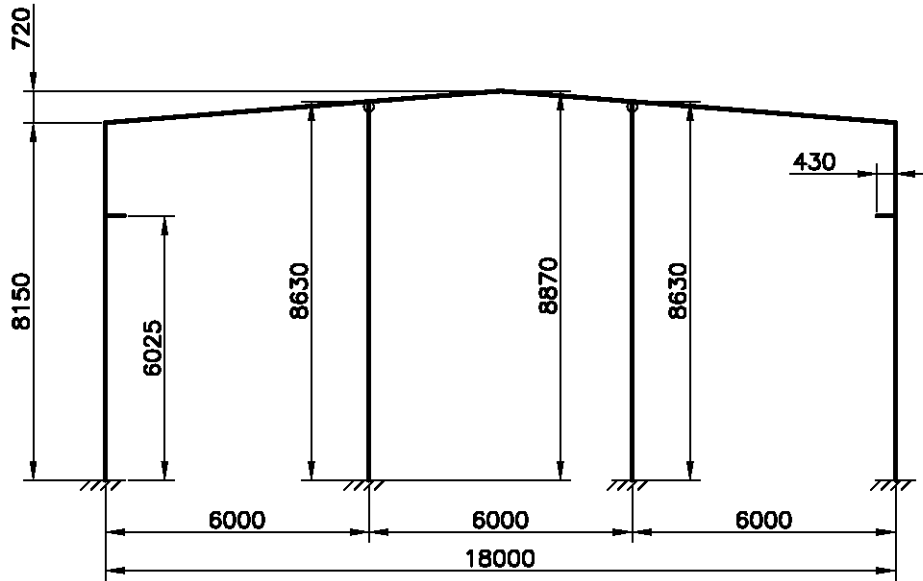
11.1 Introducción

En este capítulo se presentan los cálculos justificativos para el pórtico hastial de la fachada sur del edificio, se puede observar en la siguiente imagen general:



11.2 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento se pueden observar en la siguiente imagen:



Los pilares de esquina estarán empotrados en su base y unidos rígidamente al dintel en su extremo superior. Los pilares intermedios de fachada sur estarán empotrados en su base y unidos, mediante una articulación, al dintel en su extremo superior.

11.3 Acciones

11.3.1 Peso propio

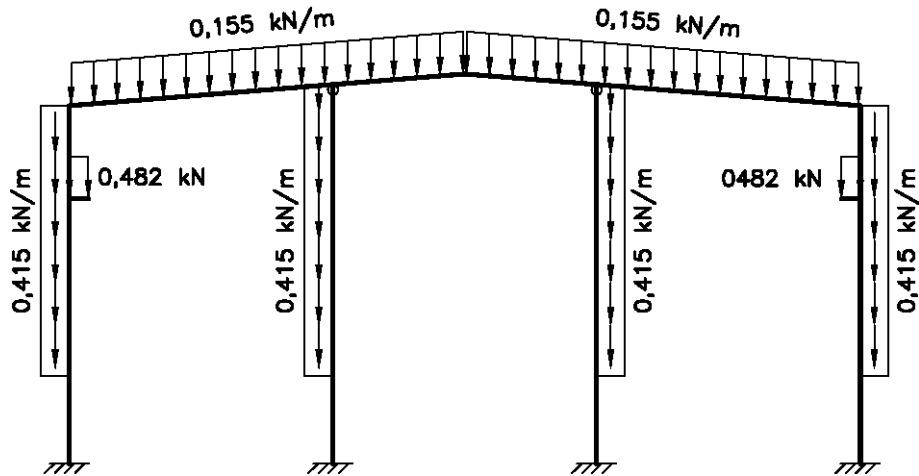
La acción del peso propio se desglosa en los siguientes componentes:

- Peso propio dintel
- Peso propio pilares
- Peso propio pilares intermedios fachada
- Peso propio ménsulas

Los valores de estos pesos propios son:

Peso propio	Carga (kN/m)
Dintel (IPE-160)	0,1550
Pilar esquina(HEA-200)	0,4150
Pilar intermedio(IPE-270)	0,3541
Ménsula (IPE-330)	0,4817

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:



11.3.2 Carga permanente

La acción de la carga permanente sobre los elementos del pórtico central, se desglosa en los siguientes componentes:

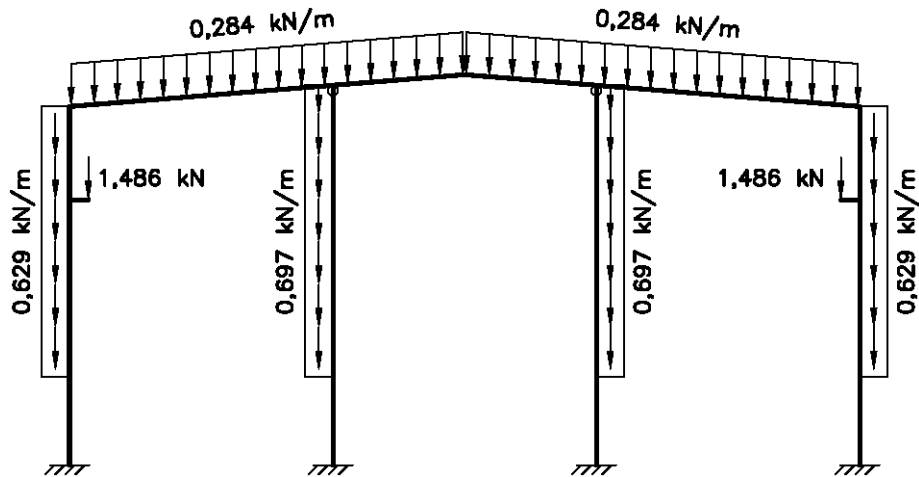
- Peso perfil chapa grecada cubierta
- Peso perfil chapa grecada fachada lateral
- Peso perfil chapa grecada fachada frontal
- Peso correas de cubierta
- Peso correas de fachada lateral
- Peso correas de frontal
- Peso viga carril más carril

El peso del perfil chapa grecada y de las correas se considera una carga uniformemente repartida de los siguientes valores:

Carga permanente	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Perfil chapa grecada cubierta	0,0560	0,14
Perfil chapa grecada fachada lateral	0,0560	0,14
Perfil chapa grecada fachada frontal	0,0560	0,128 / 0,336
Correas de cubierta	0,0576	0,144
Correas de fachada lateral	0,0722	0,181
Correas de fachada frontal	0,0600	0,180 / 0,361

El peso propio transmitido por la viga carril más carril es una carga puntual, que actúa en el extremo de la ménsula de valor: 1,486 kN

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

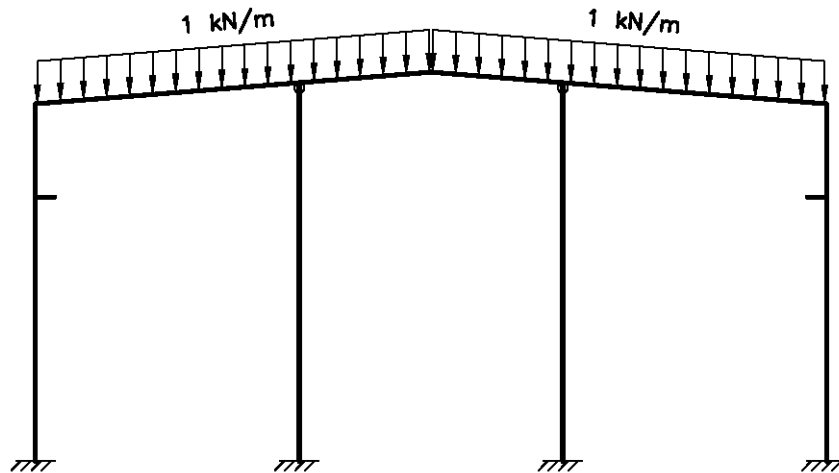


11.3.3 Sobrecarga de uso: Cubierta

Se considera una carga en cubierta de: $-0,40 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en cada uno de los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Sobrecarga de uso	0,40	1,00

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

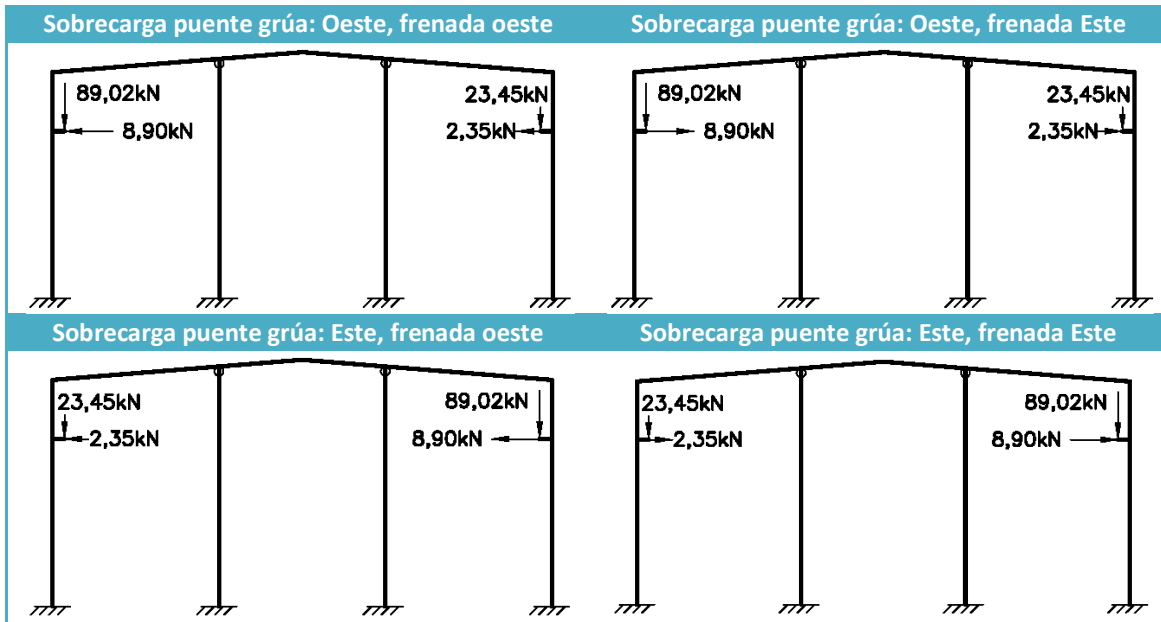


11.3.4 Sobrecarga de uso: Puentes grúa

Las acciones transmitidas por el puente grúa a las ménsulas son las siguientes:

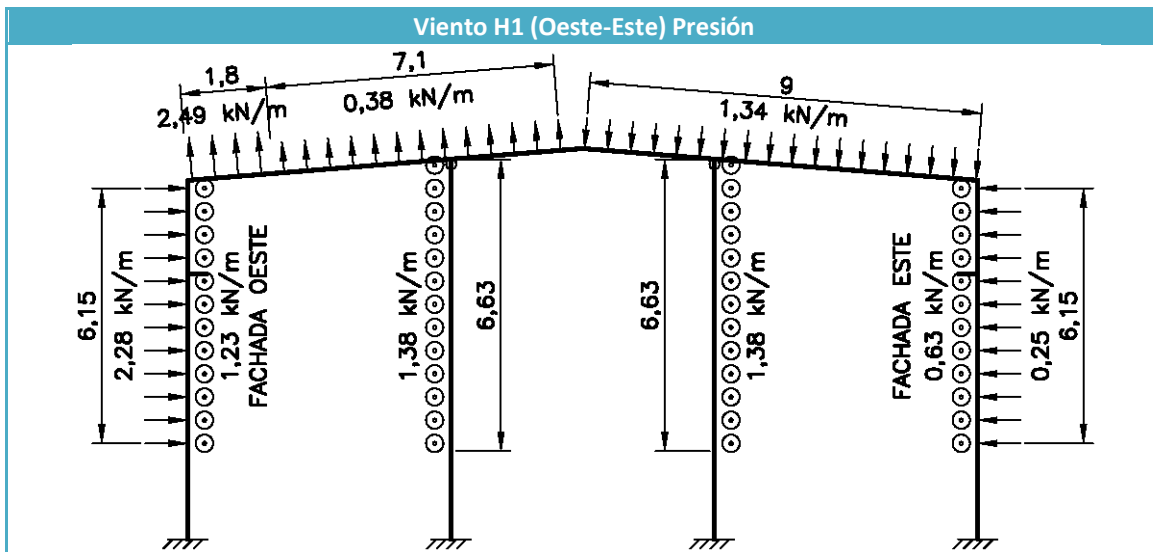
Carga	Acción vertical (kN)	Acción horizontal (kN)
Valor máxima carga	-89,24	+/- 8,902
Valor mínima carga	-23,450	+/- 2,345

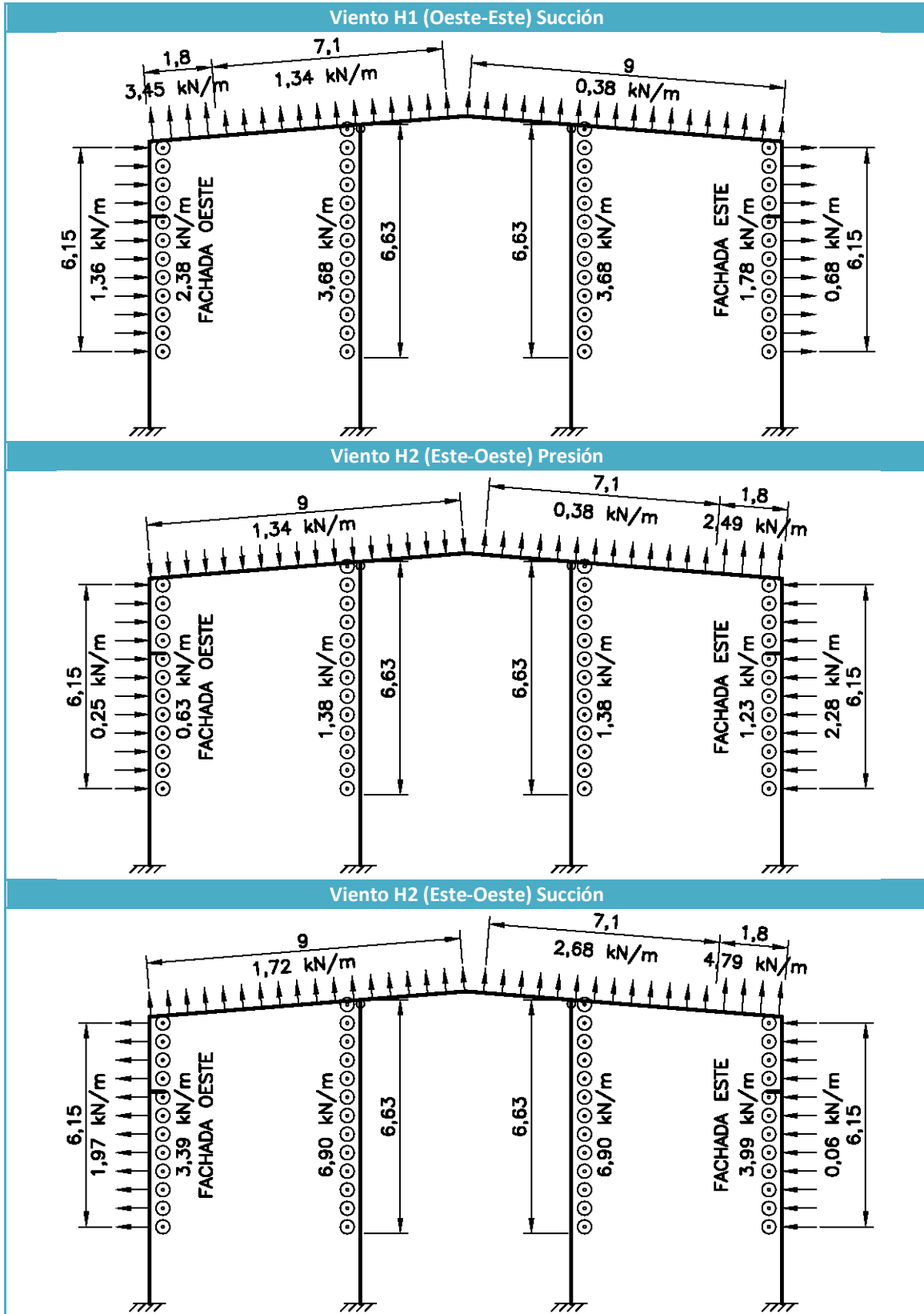
Las situaciones de carga se observan en las siguientes imágenes:

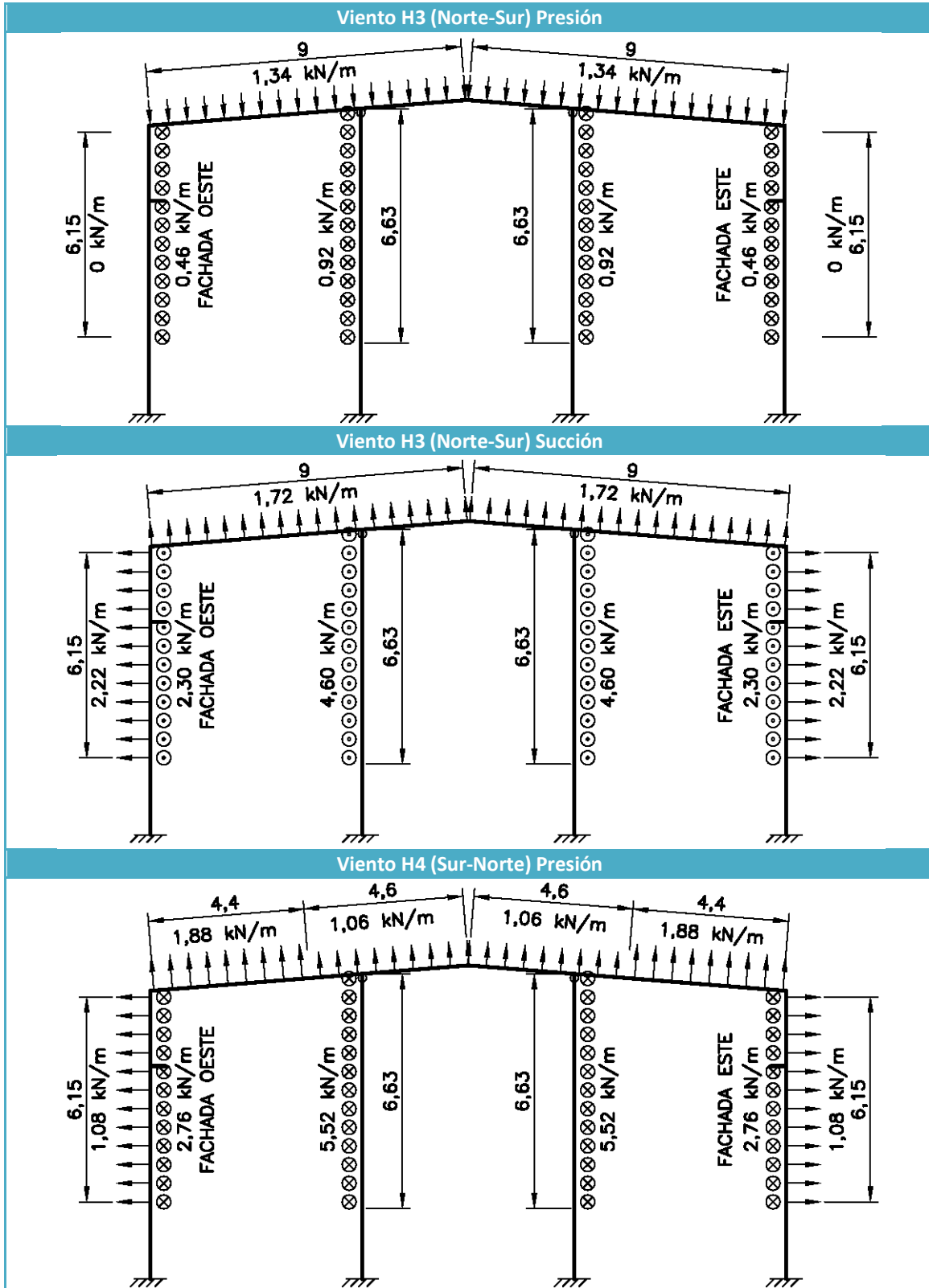


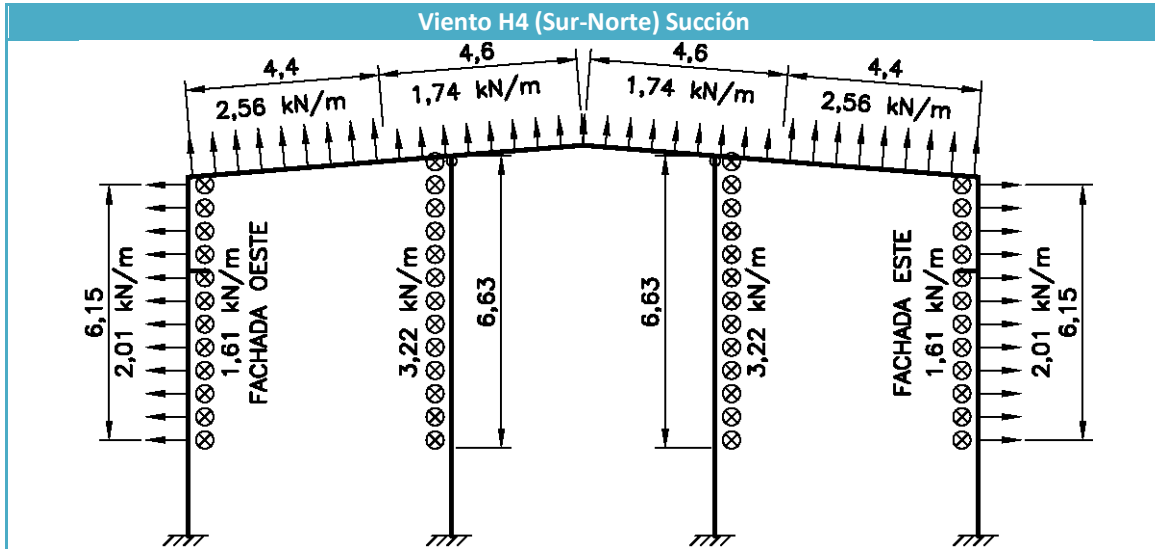
11.3.5 Viento

En las siguientes imágenes se presentan las situaciones de carga para el pórtico hastial de la fachada sur.







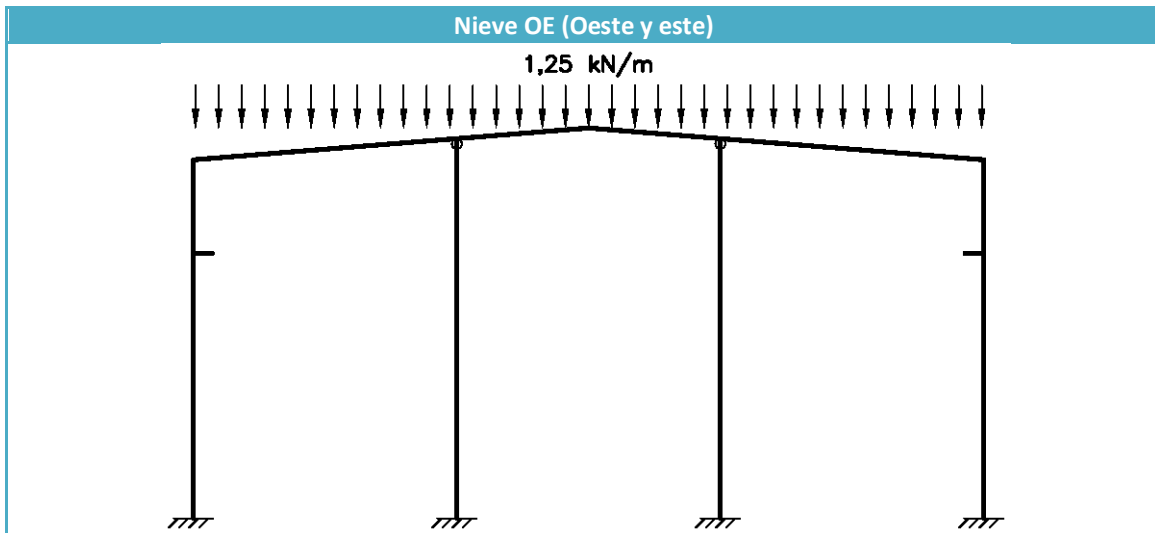


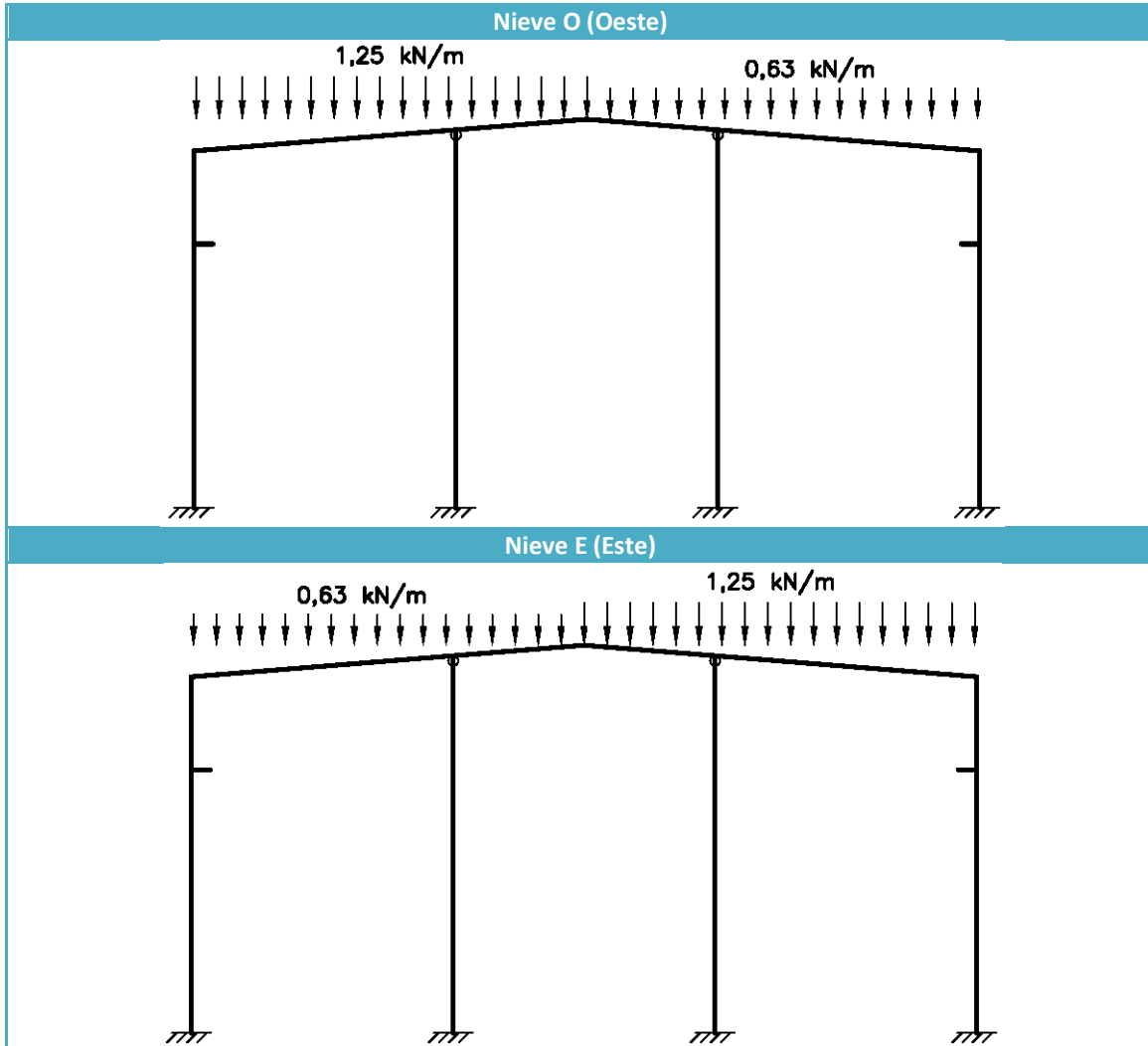
11.3.6 Nieve

Se considera una carga de nieve (máxima) en cubierta de: $-0,50 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Nieve	0,50	1,25

Se ha considerado, la posibilidad de concentración de la carga de nieve en ambos faldones simultáneamente y la posibilidad de concentración de la sobrecarga de nieve solamente en uno de los faldones. En las siguientes imágenes se observan las condiciones de carga consideradas:





11.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_DINTEL	PP_PGREC	SC_CUB	SC_PG_O_FO	V1P	NIEVE OE
PP_PILAR ESQUINA	PP_CORREA_CUB		SC_PG_O_FE	V1S	NIEVE O
PP_PILAR INTERMEDIO	PP_CORREA_FAC		SC_PG_E_FO	V2P	NIEVE E
PP_MÉNSULA	PP_VCARRIL		SC_PG_E_FE	V2S	
				V3P	
				V3S	
				V4P	
				V4S	

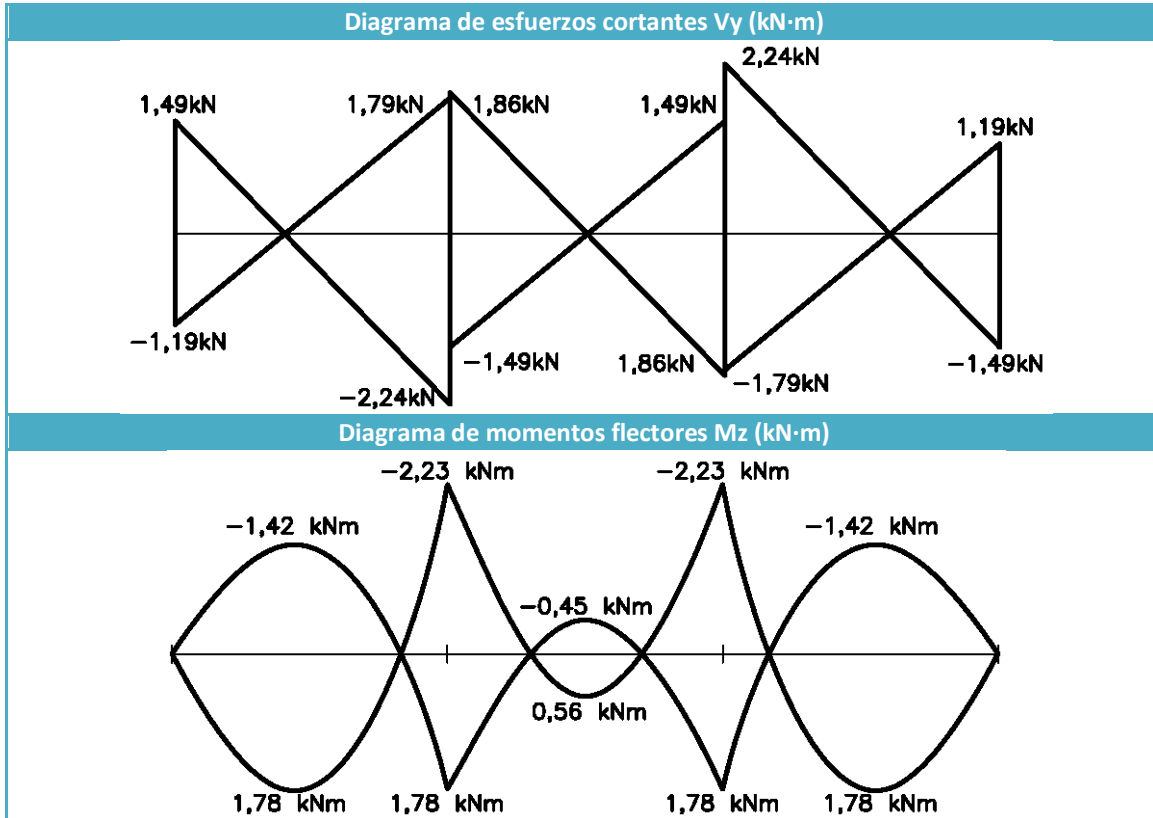
Donde:

- La sobrecarga de cubierta es no concomitante con el resto de acciones variables
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

11.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

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



Por otra parte el pilar de esquina de fachada esta solicitado por los siguientes cortantes y momentos flectores, en su eje secundario de inercia, en SPT:

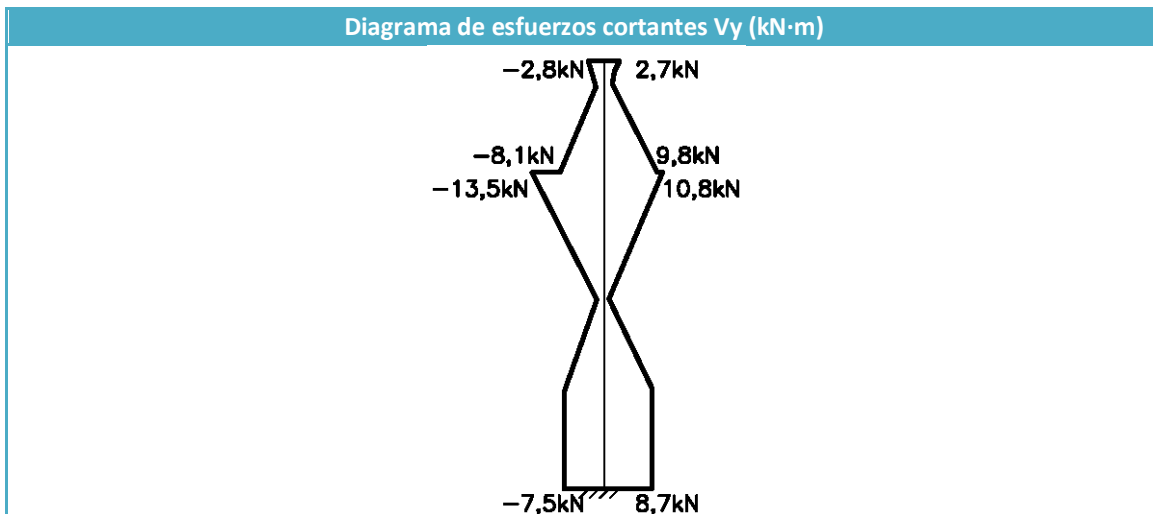
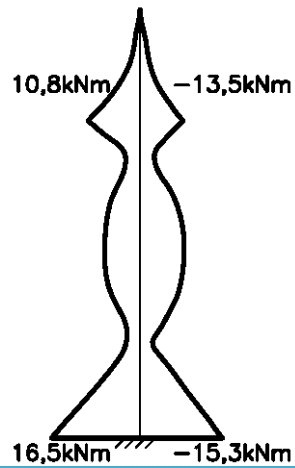


Diagrama de momentos flectores M_z (kN·m)



Por otra parte los pilares intermedios de fachada esta solicitado por los siguientes esfuerzos en SPT:

Diagrama de esfuerzos axiales N (kN)

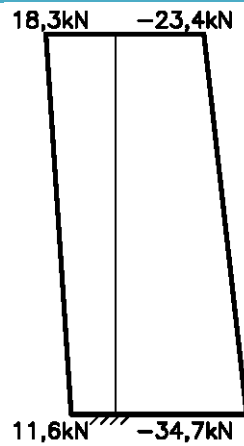


Diagrama de esfuerzos cortantes V_z (kN)

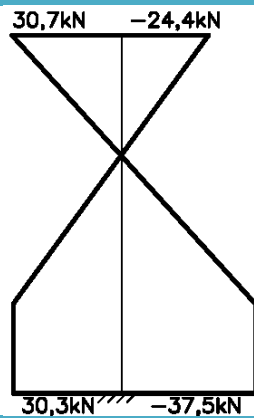


Diagrama de esfuerzos cortantes V_y (kN)

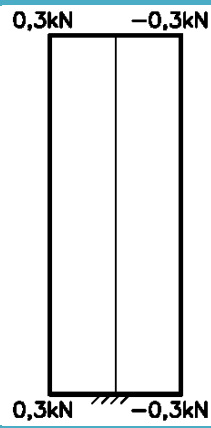


Diagrama de momentos flectores M_y (kN·m)

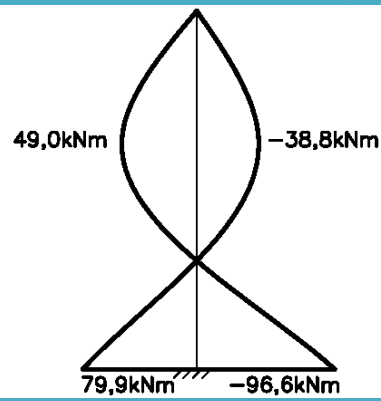
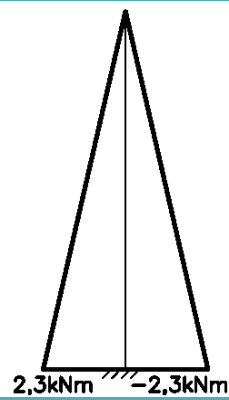


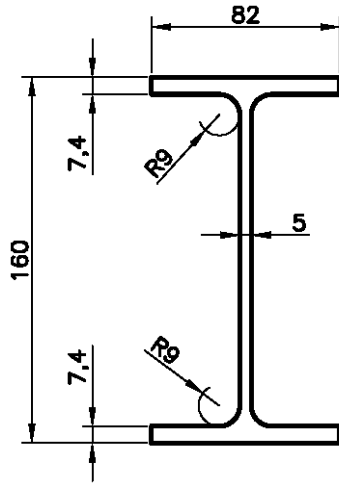
Diagrama de momentos flectores M_z (kN·m)



11.5 Características de la sección

11.5.1 Características de la sección: Dintel

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-160 son:



$$A = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 68,3 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 3,64 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 109 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 124 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 16,7 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 26,1 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 6,58 \text{ cm}$$

$$i_z = 1,84 \text{ cm}$$

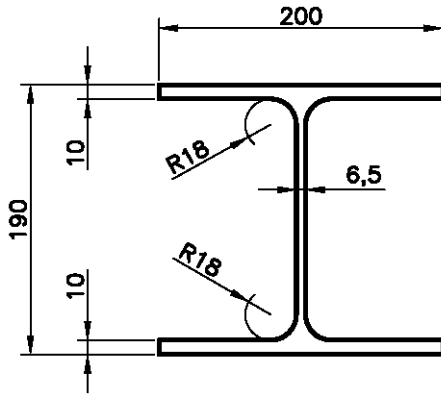
$$i_{f,z} = 2,07 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,1550 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante flexión compuesta.

11.5.2 Características de la sección: Pilar esquina

Las características geométricas y mecánicas para el perfil HEA-200 son:



$$A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3.692 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1.336 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 19,2 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 389 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 429,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 134 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 203,8 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 8,28 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,98 \text{ cm}$$

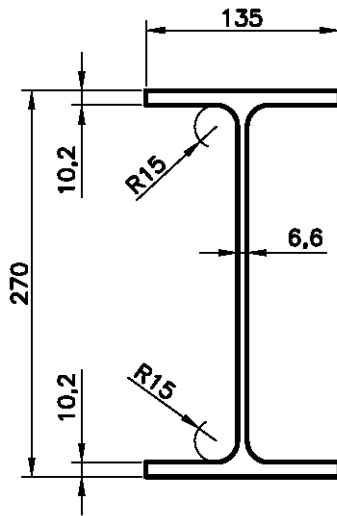
$$i_{f,z} = 5,27 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,4150 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante flexión compuesta.

11.5.3 Características de la sección: Pilar intermedio

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-270 son:



$$A = 45,9 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 5.790 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 420 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 15,4 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 429 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 484 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 62,2 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 97 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 11,2 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,02 \text{ cm}$$

$$i_{f,z} = 3,40 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,3541 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 337kN (como es el caso).

11.6 Comprobaciones de la secciones

11.6.1.1 Resistencia de la sección a cortante: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-160 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 2,24 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 18,17 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 1213,6 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 183,51 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 800 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 120,97 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

11.6.1.2 Resistencia de la sección a cortante: Pilar esquina

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-200 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **SC PG O FO** + V2S + NIEVE OE

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$V_{y,Ed} = 13,46 \text{ kN}$

$V_{z,Ed} = 21,3 \text{ kN}$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 4000 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 604,84 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed} \quad \text{Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 1235 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 186,75 \text{ kN}$

$$V_{z,Rd} > V_{z,Ed} \quad \text{Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z}$$

$$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed} \quad \text{Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección}$$

11.6.1.3 Resistencia de la sección a cortante: Pilar intermedio

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **SC PG E FO** + V2S

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 37,96 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 0,27 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 2754 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 416,43 \text{ kN}$

$$V_{y,Rd} > V_{y,Ed} \quad \text{Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y}$$

$$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed} \quad \text{Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 1782 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 269,46 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

11.6.1.4 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-160 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V3P (más viento frontal máximo)

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 14,01 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 12,29 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 2,23 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 20,1 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 526,43 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 124 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 32,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 26,1 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 6,84 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0266 + 0,3784 + 0,3262 \geq 1 \quad 0,7313 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

11.6.1.5 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar esquina

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-200 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + NIEVE OE + SC_PG_O_FO

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 134,16 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 52,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 16,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 53,8 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1409,05 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 429,5 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 112,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 203,8 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 53,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0952 + 0,4699 + 0,3037 \geq 1 \quad 0,8688 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

11.6.1.6 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar intermedio

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 3,07 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 97,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 1,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 45,90 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1202,14 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 126,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 97 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 25,40 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0255 + 0,7688 + 0,0779 \geq 1 \quad 0,8493 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

11.7 Comprobaciones de la barra

11.7.1 Comprobación flexocompresión

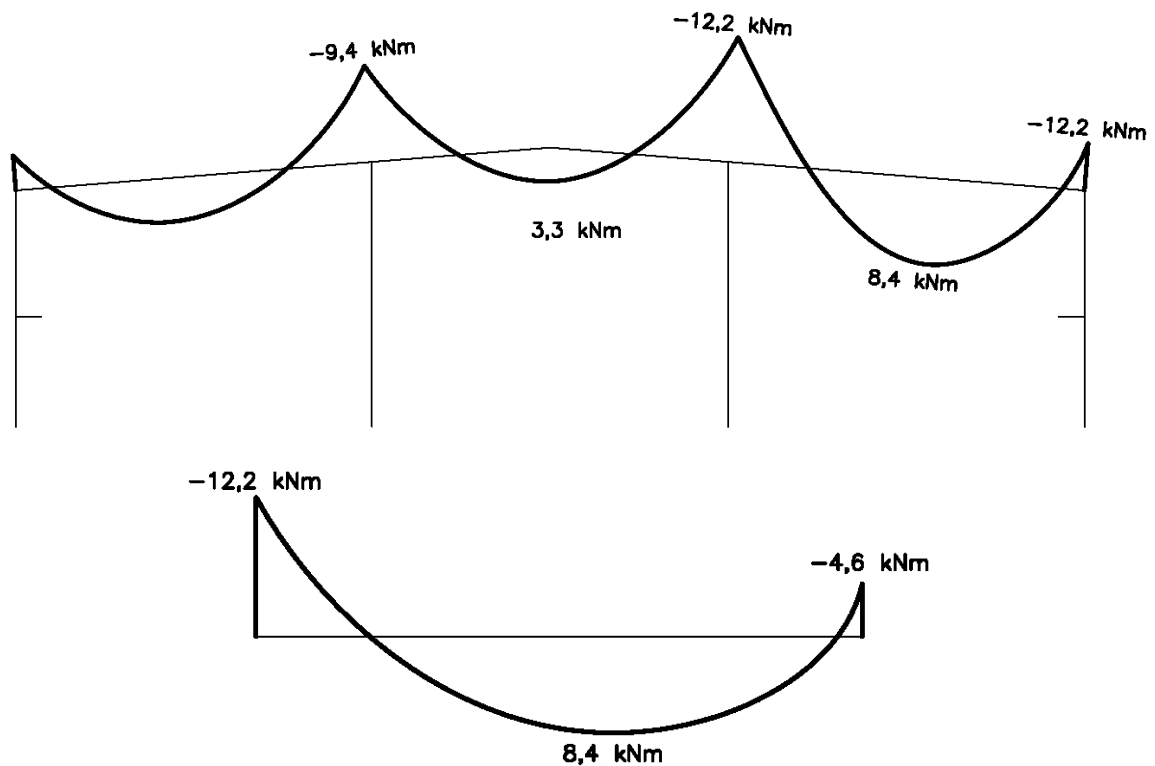
11.7.1.1 Comprobación flexocompresión: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-160 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V3P (más viento frontal máximo)

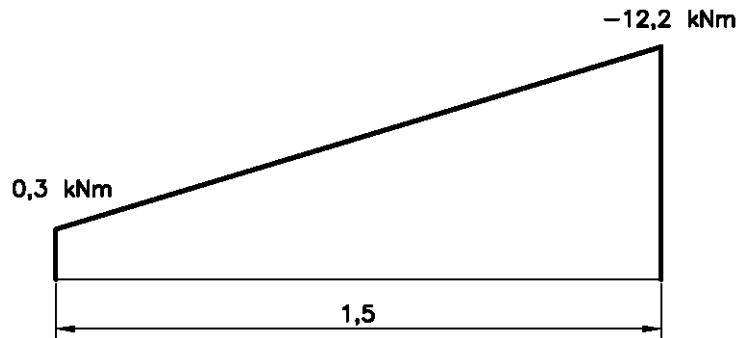
Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje principal de inercia se presenta así:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\alpha = 0,6885) = 0,6508$

Dado que la distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y arriostrada ante pandeo en el eje secundario de inercia y pandeo lateral queda:

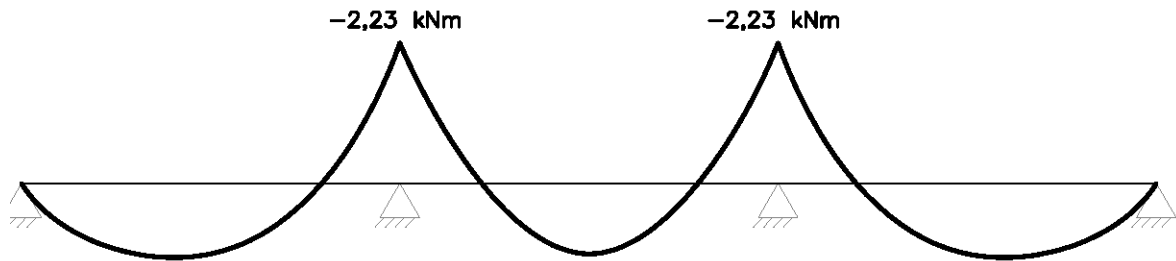


Cuantificando los coeficientes:

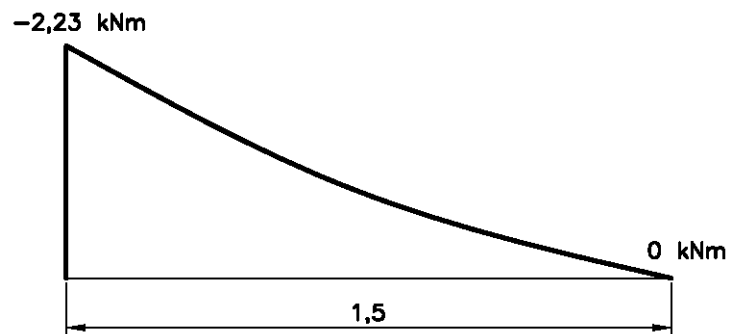
$$c_{m,LT} = (\alpha = 0,026) = 0,6098$$

$$C_1 = (\psi = 0,0246) = 1,56$$

La distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje secundario de inercia se presenta:



Entre puntos de arriostramiento



Se cuantifica: $c_{m,z} = (\alpha = 0) = 0,6$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000$ N/mm²

Módulo de rigidez material: $G = 81000$ N/mm²

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 14,01 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 12,29 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 2,23 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 20,1 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 869 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 68,3 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 3,64 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 124 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 109 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 26,1 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 16,7 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 2,07 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 6 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 6 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

Axil crítico: $N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y = 500,31 \text{ kN}$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 1,0511$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,1418$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,6298$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

$$\text{Longitud barra: } L = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_z = 1$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje z": } L_{kz} = L \cdot \beta_z = 1,50 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: } \text{Alfa}_z = 0,34$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 629,15 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,9373$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 1,0646$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,6372$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\text{Longitud de paneo lateral: } L_C = 1,5 \text{ m}$$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,56$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 67,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 67,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 94,97 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,5992$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0,7215$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,8903$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,6508$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 0,6$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,6098$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 526,43 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0338$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0532$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9891$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0422 + 0,2860 + 0,1237 \leq 1$$

$$0,4519 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0418 + 0,4204 + 0,2062 \leq 1$$

$$0,6684 \leq 1$$

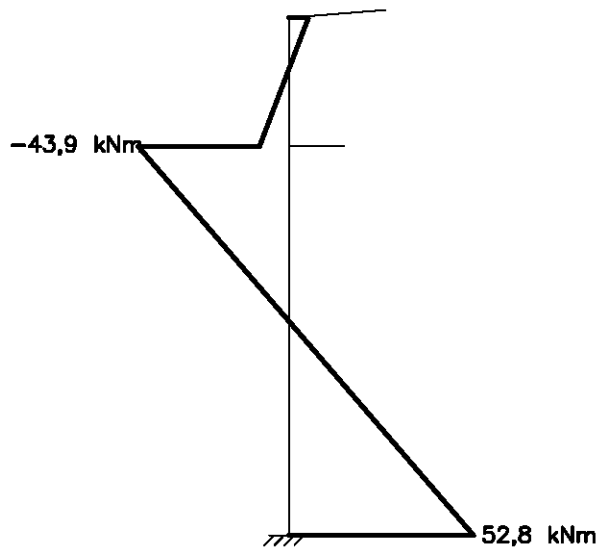
Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

11.7.1.2 Comprobación flexocompresión: Pilar esquina

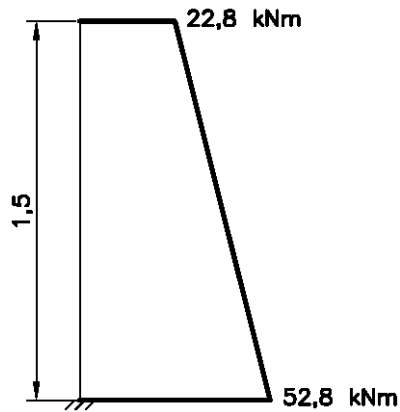
En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-200 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + NIEVE OE + SC_PG_O_FOç

Dado que la distribución de momentos a lo largo del pilar de esquina en su eje principal de inercia se presenta:



La distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y entre los puntos de arriostramiento queda:

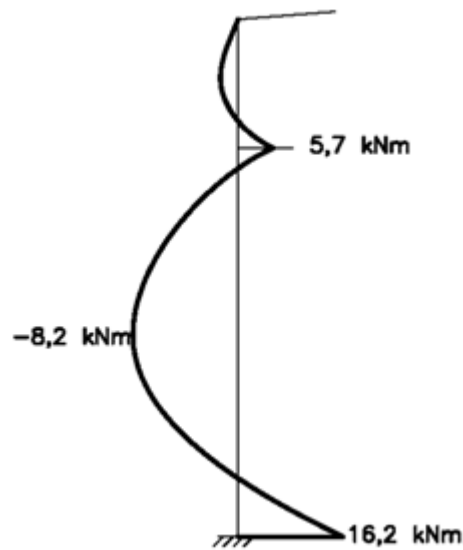


Se cuantifica: $c_{m,y} = (\alpha = 0,4318) = 0,7727$

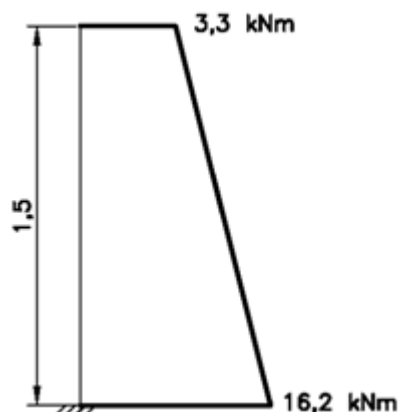
$c_{m,LT} = (\alpha = 0,4318) = 0,7727$

$C_1 = (\psi = 0,4318) = 1,32$

La distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje secundario de inercia se presenta:



Entre puntos de arriostamiento



Se cuantifica: $c_{m,z} = (\alpha = 0) = 0,6$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 134,16 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 52,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 16,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 53,8 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 3690 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 1340 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 19,2 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 429,5 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 389 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 203,8 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 134 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 5,27 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 1,5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k_y} = L \cdot \beta_y = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,34$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR_y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 33990,92 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,2086$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,5232$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,9969$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 1,50 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{k_z} = L \cdot \beta_z = 1,50 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: C

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\text{Alfa}_z = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR_z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 12343,59 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR_z}}} = 0,3462$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,5958$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,9254$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,32$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 578,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1313,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1435,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,2869$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,7727$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 0,6815$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,7727$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1409,05 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0008$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0095$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9462$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,60$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,60$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0956 + 0,3631 + 0,1254 \leq 1 \qquad 0,5840 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,1029 + 0,4443 + 0,2089 \leq 1 \qquad 0,7561 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

11.7.1.3 Comprobación flexotracción: Pilar intermedio

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a flexotracción.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 3,07 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 97,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 1,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 45,9 \text{ cm}^2$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$

Se obtiene así, la tensión de la fibra externa comprimida:

$$\sigma_{com,Ed} = 200,81 \text{ N/mm}^2$$

Siendo el valor de cálculo del momento flector para la comprobaciones ante pandeo lateral de:

$$M_{ef,y,Ed} = 97,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-270 frente a inestabilidad por flexión: pandeo lateral.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Módulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 97,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,32$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

Módulo torsión de la sección: $I_T = 15,4 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 420 \text{ cm}^4$

Módulo resistente de la sección, respecto eje y: $W_y = 484 \text{ cm}^3$

Módulo resistente elástico de la sección, respecto eje y: $W_{y_e} = 429 \text{ cm}^3$

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 3,40 \text{ cm}$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 289,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 603,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 669,11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,4460$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$\alpha_{LT} = 0,21$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2] = 0,6253$

El factor de reducción ante pandeo lateral se obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,9403$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 119,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

La comprobación de resistencia ante flexotracción queda:

$$\frac{M_{ef,y,Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

$$0,8154 + 0,0780 = 0,8934$$

La barra es resistente frente a flexotracción

11.7.2 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

11.7.2.1 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Dintel

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V3P

El máximo axil de compresión sobre el pilar intermedio del pórtico hastial Sur es de: $N_{Ed} = 23,43 \text{ kN}$

Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-160 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$

Módulo elástico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: $d = 127,2 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t = 5 \text{ mm}$

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 25,44 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 23,43 \text{ kN}$

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 38,5 mm

Espesor rigidizador: 8 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_s = 36,76 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{s,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 1,19 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $11,18 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $36,85 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: $10,18 \text{ cm}$

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 73765,17 \text{ kN}$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0646$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4689$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 307,51 \text{ kN}$

$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$ El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido

Además, queda comprobada la expresión: $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}\right)} \leq 0,6$ Ya que: $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$

11.7.2.2 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar alero

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_O_FE + V4S

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

Axil compresión: $N_{Ed} = 32,57$ kN

Momento flector: $M_{y,Ed} = 15,77$ kN·m

El canto del dintel (aprox) es de: $h = 0,152$ m

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 120,04 kN

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: HEA-200 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275$ N/mm²

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235$ N / mm²

Módulo elástico: $E = 210000$ N/mm²

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: $d = 134$ mm

Espesor del alma: $t = 6,5$ mm

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 20,62 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 120,04$ kN

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 96,75 mm

Espesor rigidizador: 8 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_s = 533,33 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{s,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 2,76 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $23,81 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $114,89 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: 10,72 cm

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 207202,41 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0562$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4664$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 654,81 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

11.7.2.3 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar ménsula

La ménsula de la viga carril, del puente grúa, transmite al pilar un momento flector que actúa como cargas puntuales sobre el pilar, de valor:

La ménsula, transmite al pilar un axil y un momento flector de los siguientes valores (aplicando criterios conservadores, se indican los esfuerzos de apoyo intermedio y no de apoyo extremo como es el caso real):

Axil compresión: $N_{Ed} = 17,8 \text{ kN}$

Momento flector: $M_{y,Ed} = 104,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El canto de la ménsula (aprox) es de: $h = 0,315 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 340,01 kN

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: HEA-200 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$

Módulo elástico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: $d = 134 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t = 6,5 \text{ mm}$

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 20,62 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 340,01 \text{ kN}$

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 96,75 mm

Espesor rigidizador: 12 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_S = 800 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{S,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 2,76 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $31,81 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $127,86 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: $10,72 \text{ cm}$

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 230605 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0616$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4680$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 874,81 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

11.8 Desplazamientos

Sobre el pórtico hastial de la fachada Sur, se producen desplazamientos verticales y horizontales provocados por peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso en cubierta, sobrecarga de uso de puente grúa, viento y nieve.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: $L/300$ "

En el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural, se recoge: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que: $L/250$ "

11.8.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Se realiza la siguiente combinación, en vez de la combinación casi permanente. Debido a que la combinación frecuente representa efectos reversibles y la casi permanente representa acciones de larga duración. En cualquier caso, este criterio resulta conservador, en cuanto al dimensionado de la estructura:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

11.8.2 Desplazamientos: Verticales en cumbrera

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-1,03
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-1,654
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	1,482
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	0
Viento (valor máximo)	3,878
Viento (valor mínimo)	-2,743
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-2,061

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: -2,402mm

Lo que supone un: $L/2497$ de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de $L/300$.

11.8.3 Desplazamientos: Horizontales en alero

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-0,092
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-0,148

Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	32,756
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-32,634
Viento (valor máximo)	14,301
Viento (valor mínimo)	-15,441
Nieve(valor máximo)	1,987
Nieve (valor mínimo)	-2,263

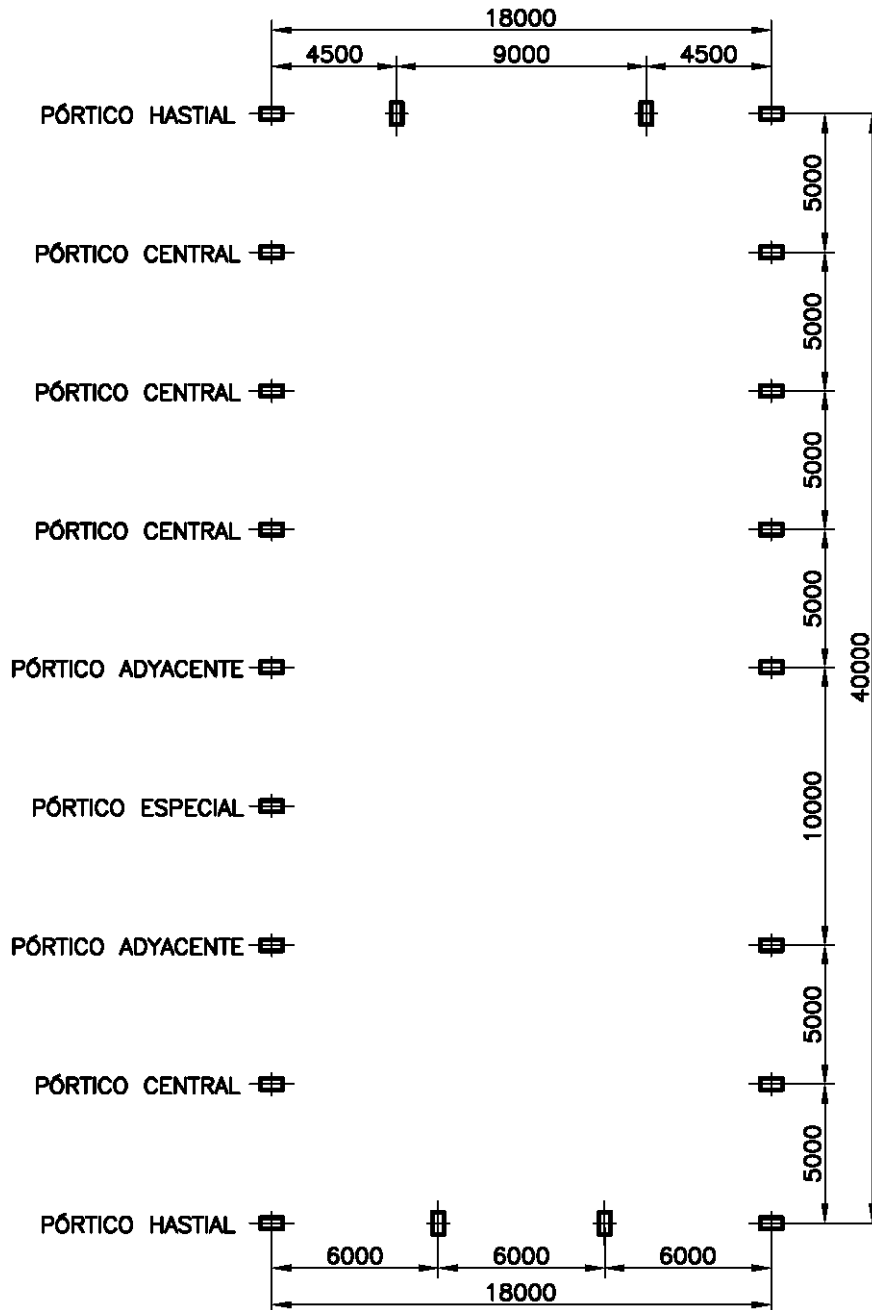
El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: -27,393mm

Lo que supone un: $L/297$ de la altura total del elemento. Desplome inferior a el impuesto de $L/250$.

12 Pórtico especial

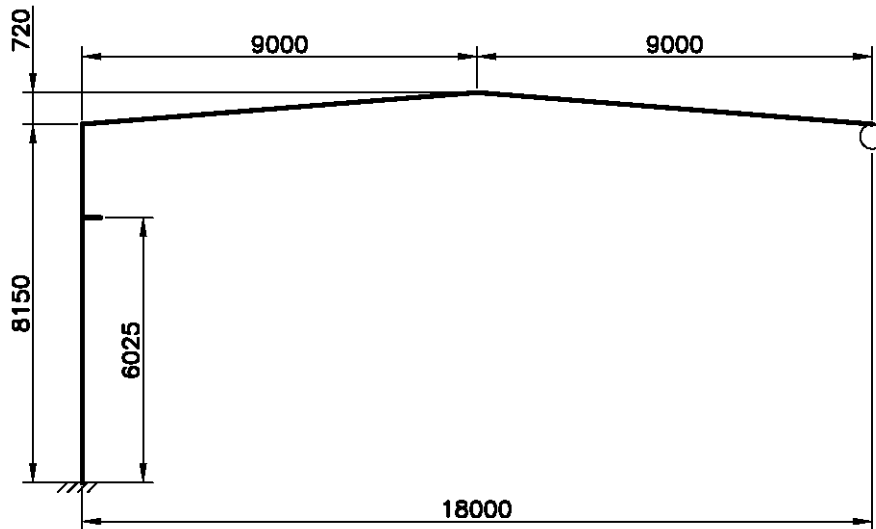
12.1 Introducción

En este capítulo se presentan los cálculos justificativos para el pórtico especial, se puede observar en la siguiente imagen general:



12.2 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento se pueden observar en la siguiente imagen:



El pilar de la fachada oeste está empotrado en su base y unido rígidamente con el dintel en su extremo superior. El apoyo del dintel en la celosía del alero este del pórtico se modela como una unión articulada.

12.3 Acciones

12.3.1 Peso propio

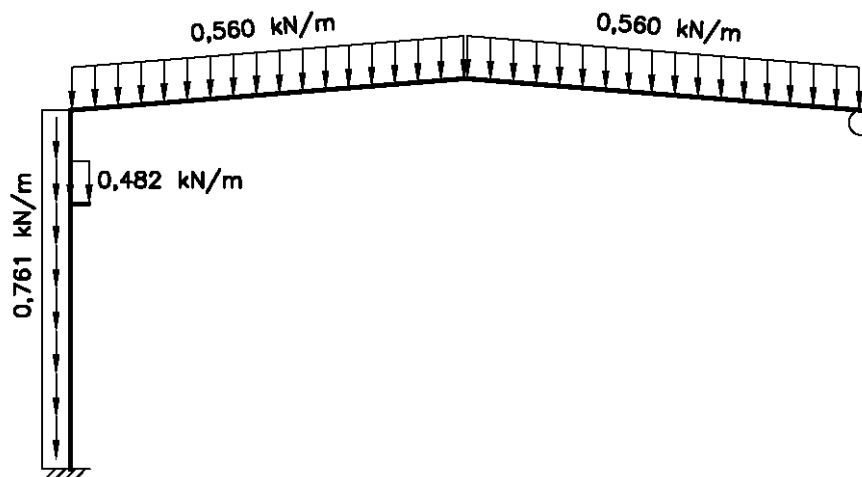
La acción del peso propio se desglosa en los siguientes componentes:

- Peso propio dintel
- Peso propio pilar
- Peso propio ménsula

Los valores de estos pesos propios son:

Peso propio	Carga (kN/m)
Dintel (IPE-360)	0,5602
Pilar esquina(IPE-450)	0,7613
Ménsula (IPE-330)	0,4817

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:



12.3.2 Carga permanente

La acción de la carga permanente sobre los elementos del pórtico central, se desglosa en los siguientes componentes:

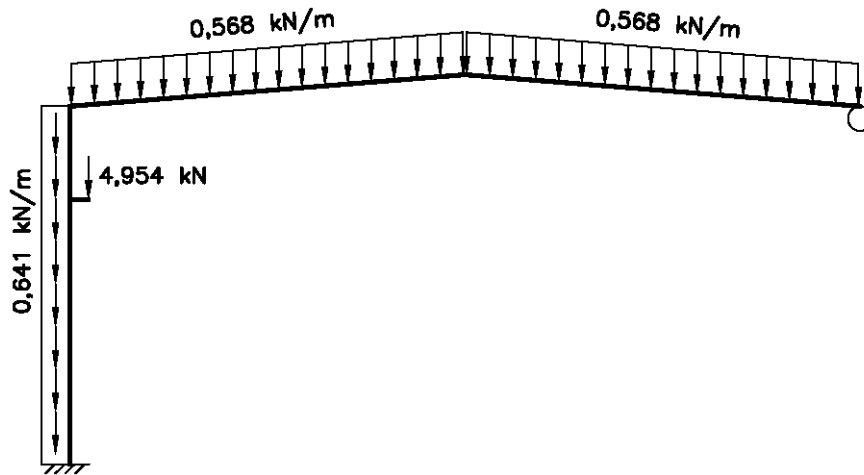
- Peso perfil chapa grecada cubierta
- Peso perfil chapa grecada fachada lateral
- Peso correas de cubierta
- Peso correas de fachada lateral
- Peso viga carril más carril

El peso del perfil chapa grecada y de las correas se considera una carga uniformemente repartida de los siguientes valores:

Carga permanente	Carga (kN/m ²)	Carga (kN/m)
Perfil chapa grecada cubierta	0,0560	0,28
Perfil chapa grecada fachada lateral	0,0560	0,28
Correas de cubierta	0,0576	0,288
Correas de fachada lateral	0,0722	0,361

El peso propio transmitido por la viga carril más carril es una carga puntual, que actúa en el extremo de la ménsula de valor: 4,954kN

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

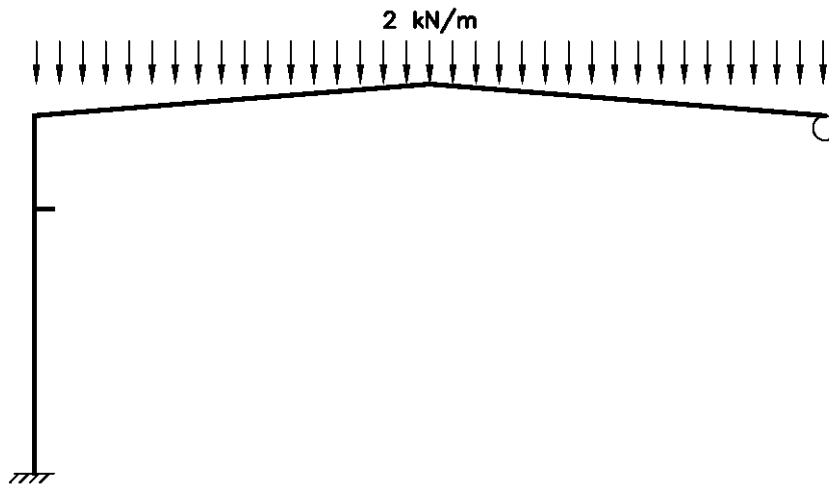


12.3.3 Sobrecarga de uso: Cubierta

Se considera una carga en cubierta de: $-0,40 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en cada uno de los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Sobrecarga de uso	0,40	2,00

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

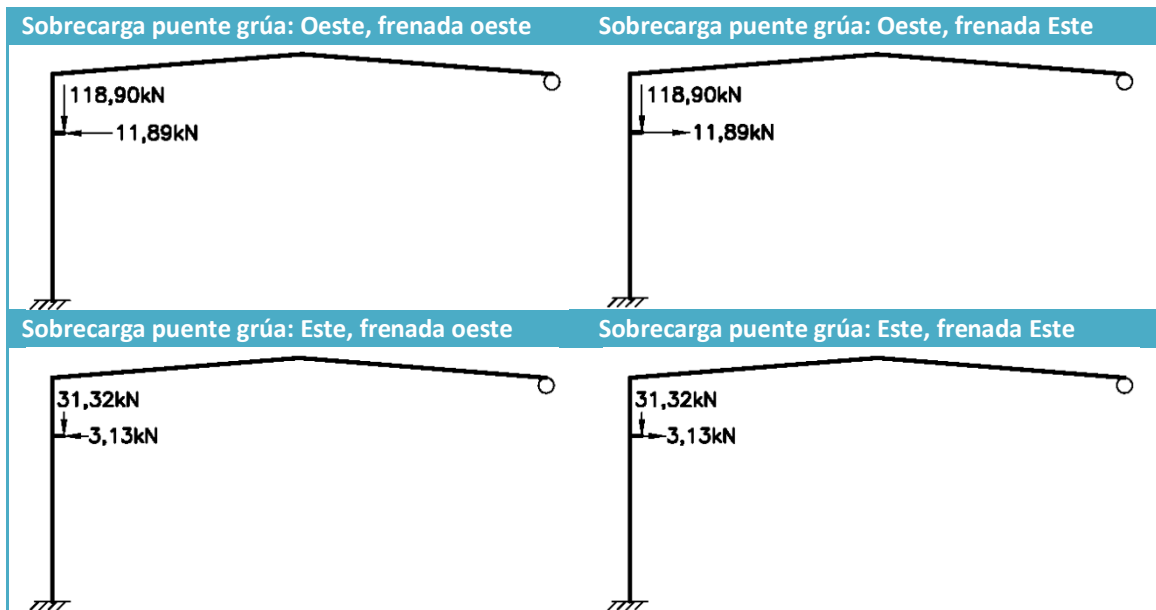


12.3.4 Sobrecarga de uso: Puente grúa

Las acciones transmitidas por el puente grúa a la ménsula son las siguientes:

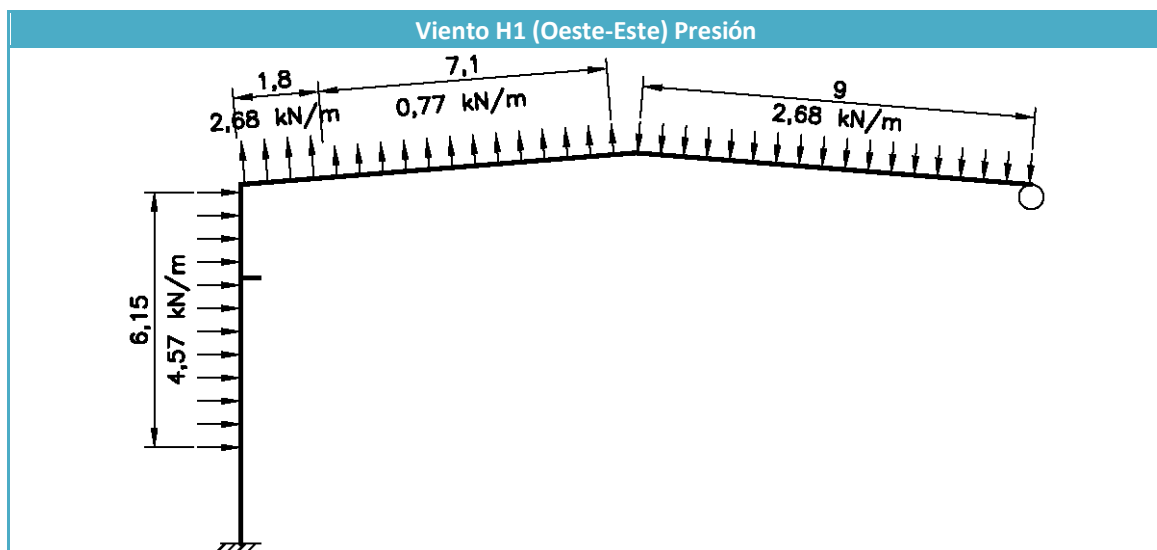
Carga	Acción vertical (kN)	Acción horizontal (kN)
Valor máxima carga	-118,896	+/- 11,8896
Valor mínima carga	-31,323	+/- 3,1323

Las situaciones de carga se observan en las siguientes imágenes:

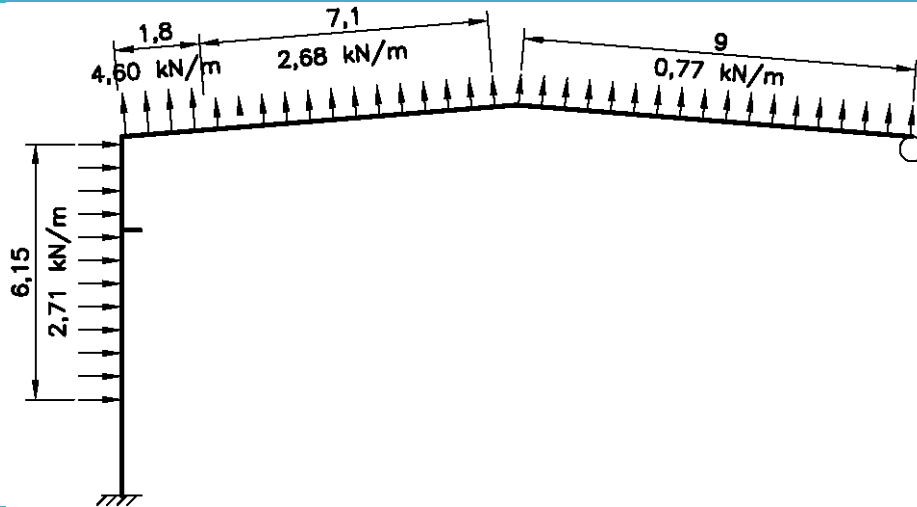


12.3.5 Viento

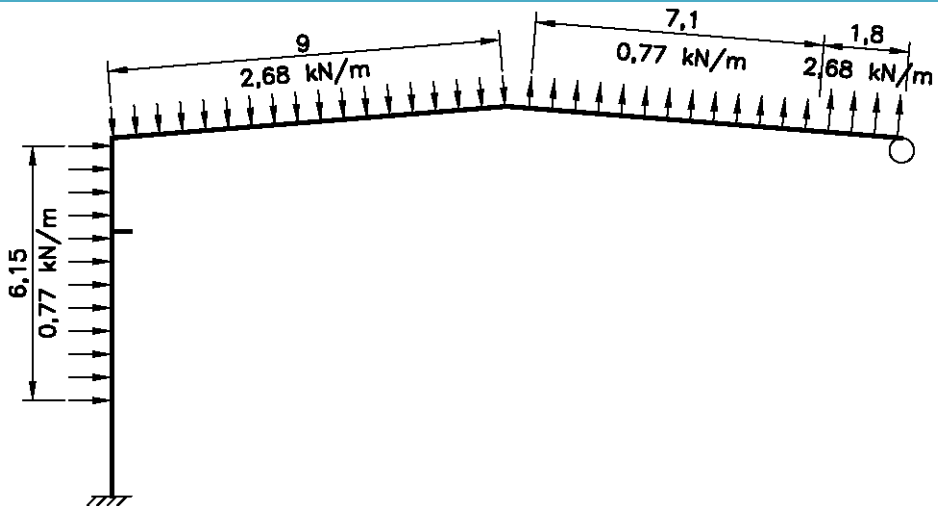
En las siguientes imágenes se presentan las situaciones de carga para el pórtico hastial de la fachada sur.



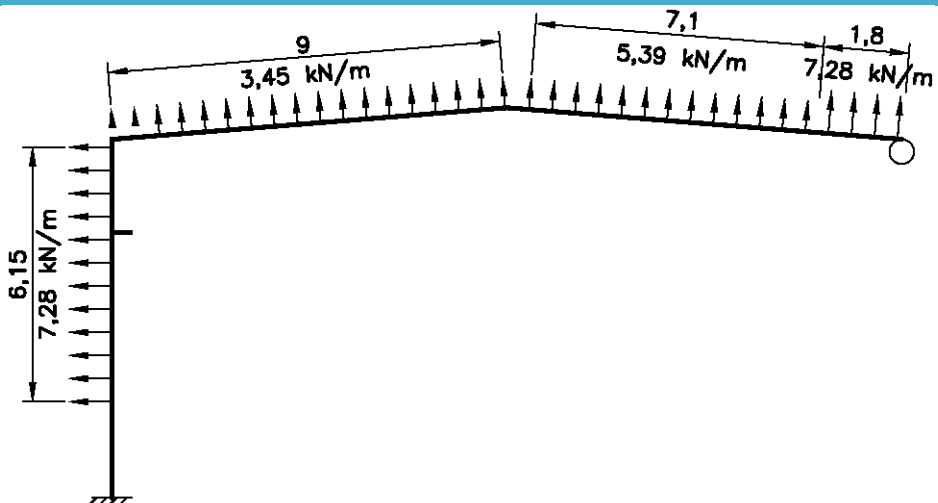
Viento H1 (Oeste-Este) Succión



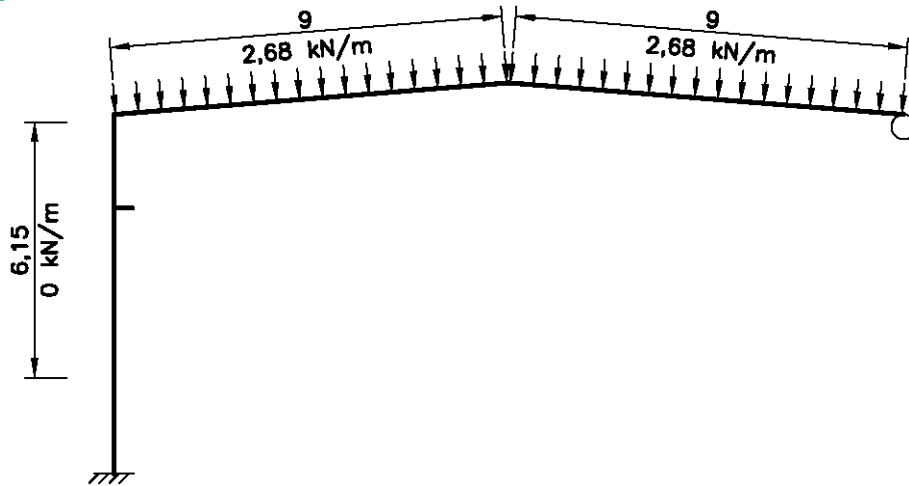
Viento H2 (Este-Oeste) Presión



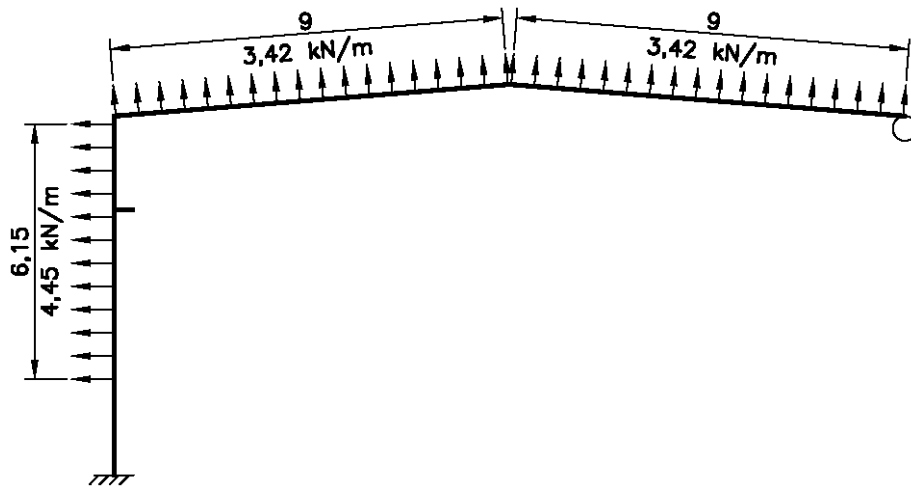
Viento H2 (Este-Oeste) Succión



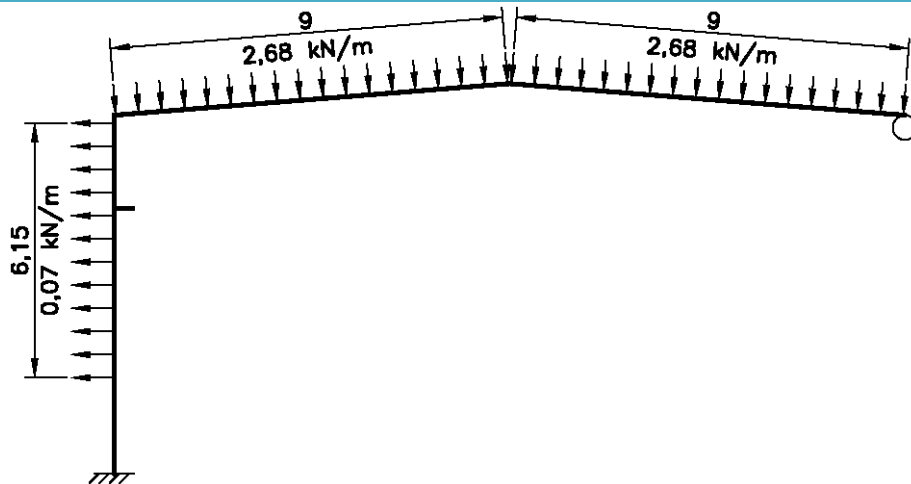
Viento H3 (Norte-Sur) Presión

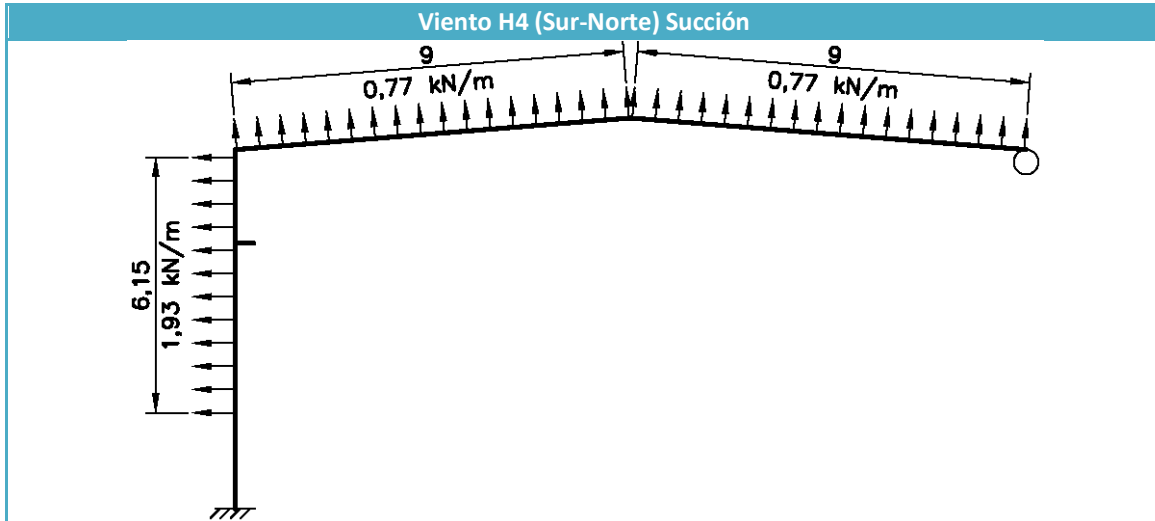


Viento H3 (Norte-Sur) Succión



Viento H4 (Sur-Norte) Presión



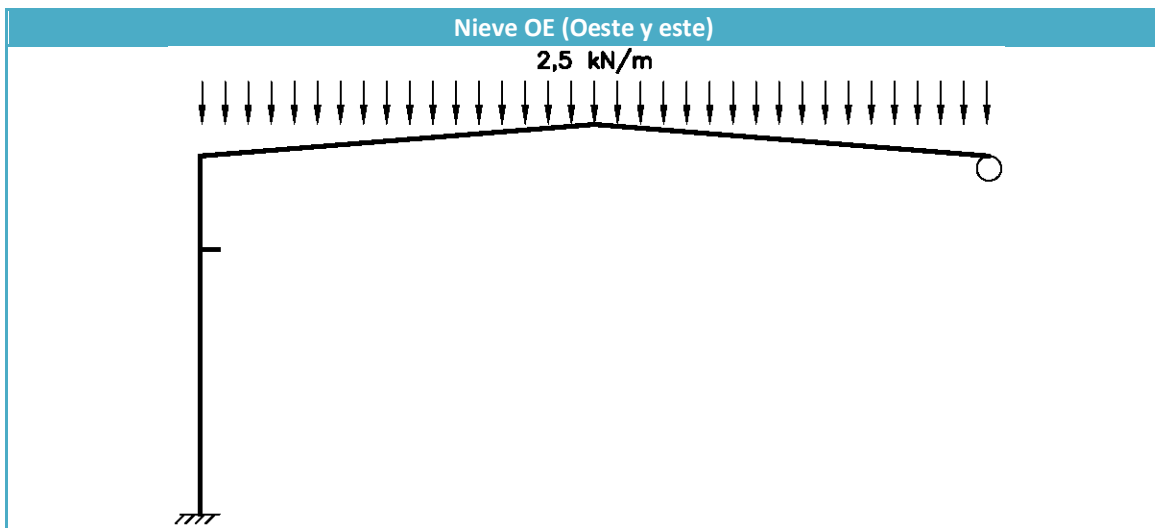


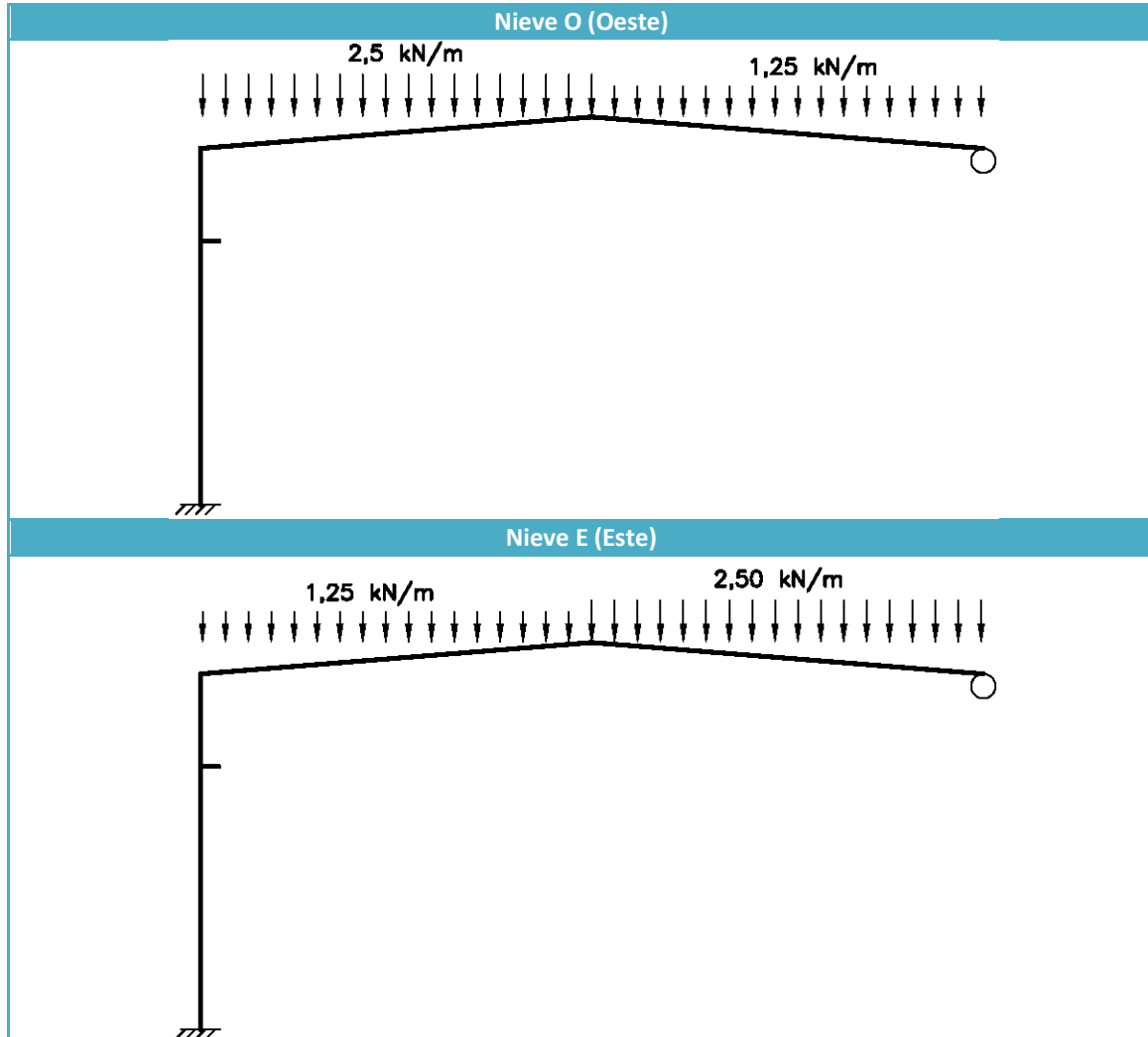
12.3.6 Nieve

Se considera una carga de nieve (máxima) en cubierta de: $-0,50 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Nieve	0,50	2,50

Se ha considerado, la posibilidad de concentración de la carga de nieve en ambos faldones simultáneamente y la posibilidad de concentración de la sobrecarga de nieve solamente en uno de los faldones. En las siguientes imágenes se observan las condiciones de carga consideradas:





12.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_DINTEL	PP_PGREC	SC_CUB	SC_PG_O_FO	V1P	NIEVE OE
PP_PILAR	PP_CORREA_CUB		SC_PG_O_FE	V1S	NIEVE O
PP_MÉNSULA	PP_CORREA_FAC		SC_PG_E_FO	V2P	NIEVE E
	PP_VCARRIL		SC_PG_E_FE	V2S	
				V3P	
				V3S	
				V4P	
				V4S	

Donde:

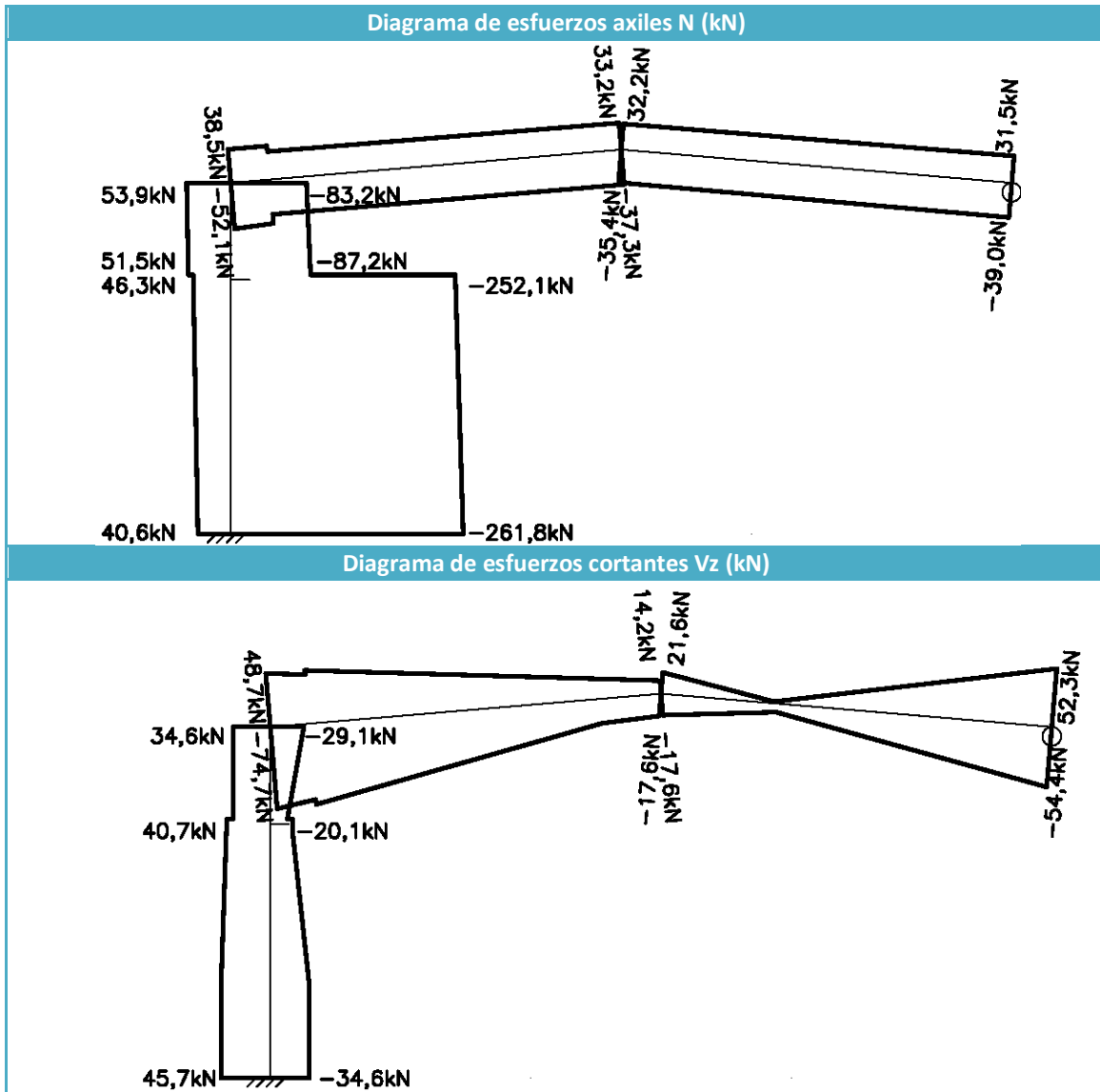
- La sobrecarga de cubierta es no concomitante con el resto de acciones variables
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

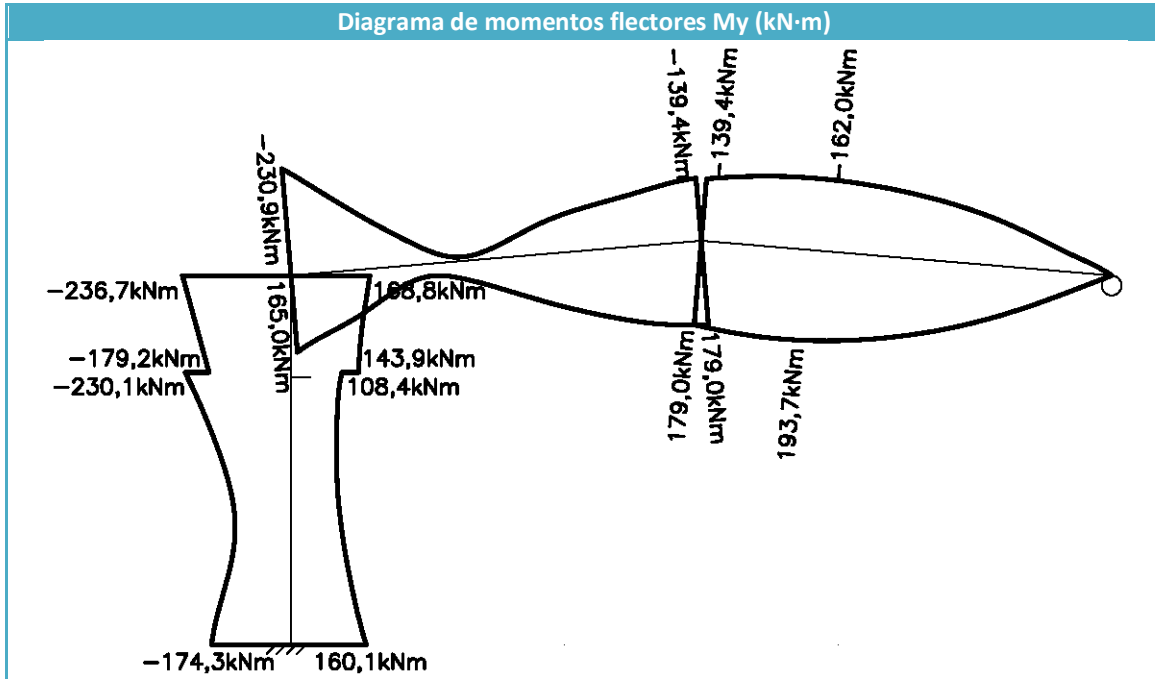
12.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

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

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos, para dintel y pilar:

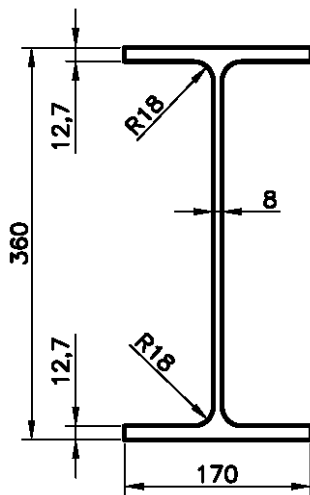




12.5 Características de la sección

12.5.1 Características de la sección: Dintel

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-360 son:



$$A = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 16.270 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1.040 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 37,3 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 904 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 1.019 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 123 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 191 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 15,0 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,79 \text{ cm}$$

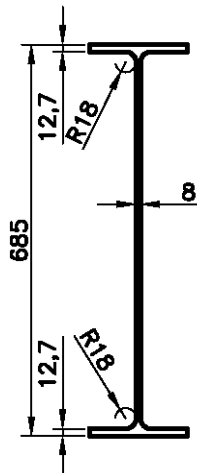
$$i_{f,z} = 4,28 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,5602 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 435kN (como es el caso).

12.5.2 Características de la sección: Cantonera dintel

Simplificadamente, la sección se considera según la siguiente imagen, con las siguientes características geométricas y mecánicas:

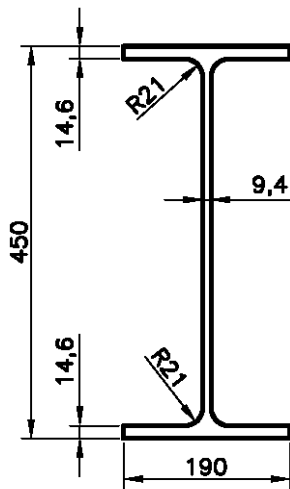


$$\begin{aligned}
 A &= 98,73 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 70.882 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 1.045 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 2.070 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 2.412 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 123 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 196 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 26,8 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Para los esfuerzos a los que se encuentra sometida la barra, la sección es de clase 1.

12.5.3 Características de la sección: Pilar

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-450 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 98,8 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 33.740 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 1.680 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 65,9 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 1.500 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 1702 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 176 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 276 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 18,5 \text{ cm} \\
 i_z &= 4,72 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 5,27 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,7613 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 540kN (como es el caso).

12.6 Comprobaciones de la secciones

12.6.1.1 Resistencia de la sección a cortante: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a esfuerzos cortantes.

El esfuerzo cortante que se tiene en cuenta para realizar esta comprobación, es el máximo del dintel, para así dar por comprobada también la sección de la cantonera.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + V4P + **NOE**

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 74,7 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 4318 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 652,93 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

12.6.1.2 Resistencia de la sección a cortante: Pilar esquina

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-450 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_O_FO + **V4P** + NIEVE OE

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 45,7 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 5548 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 838,92 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

12.6.1.3 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V3P

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 36 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 192,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1904,05 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 266,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0189 + 0,7220 \geq 1 \quad 0,7410 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

12.6.1.4 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cantonera

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 + 1/2 IPE-360 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + V4P + **NIEVE OE** + SC_PG_E_FO

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 45,5 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 230,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 98,73 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2585,79 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 2412 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 631,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0176 + 0,3642 \geq 1 \quad 0,3818 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

12.6.1.5 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar esquina

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-450 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + V4P + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FO

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 218,8 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 230,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 98,8 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2587,62 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1702 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 445,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0846 + 0,5162 \geq 1 \qquad 0,60075 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

12.7 Comprobaciones de la barra

12.7.1 Comprobación flexocompresión

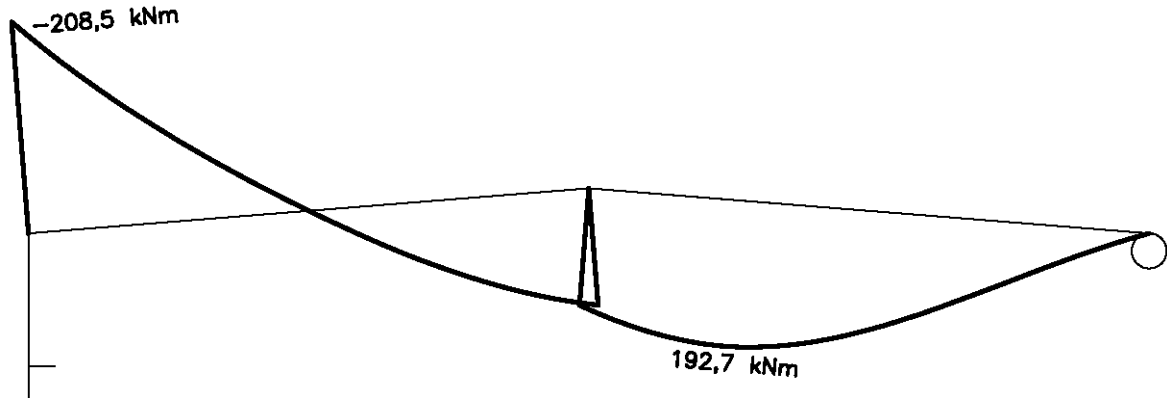
12.7.1.1 Comprobación flexocompresión: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V3P

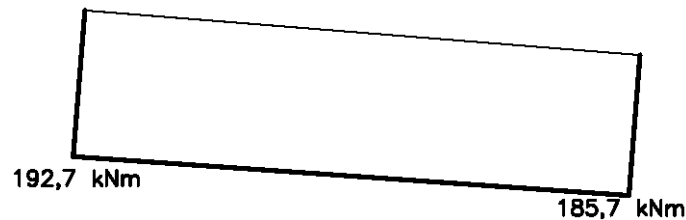
Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje principal de inercia se presenta así:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\alpha = -0,9244) = 0,8395$

Dado que la distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y arriostrada ante pandeo en el eje secundario de inercia y pandeo lateral queda:



Cuantificando los coeficientes:

$$c_{m,LT} = (\alpha = 0,9637) = 0,9855$$

$$C_1 = (\psi = 0,9637) = 1$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

$$\text{Tensión límite cálculo: } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2.$$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 36 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 192,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 1040 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 37,3 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 904 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 191 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 123 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 3,79 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 18 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 18 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 1040,79 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 1,3860$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,5850$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}} = 0,4248$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 1,5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\alpha_{fz} = 0,34$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 9580,10 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,4568$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,6480$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,9029$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 538,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1196,14$$

kN·m

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1311,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,4622$$

$$\text{Donde: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0,6514$$

El factor de reducción ante pandeo lateral se obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,9006$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,8395$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,9855$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1904,05 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0356$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0066$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{y,LT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9987$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0445 + 0,6970 + 0 \leq 1 \qquad 0,7415 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0209 + 0,8007 + 0 \leq 1 \qquad 0,8217 \leq 1$$

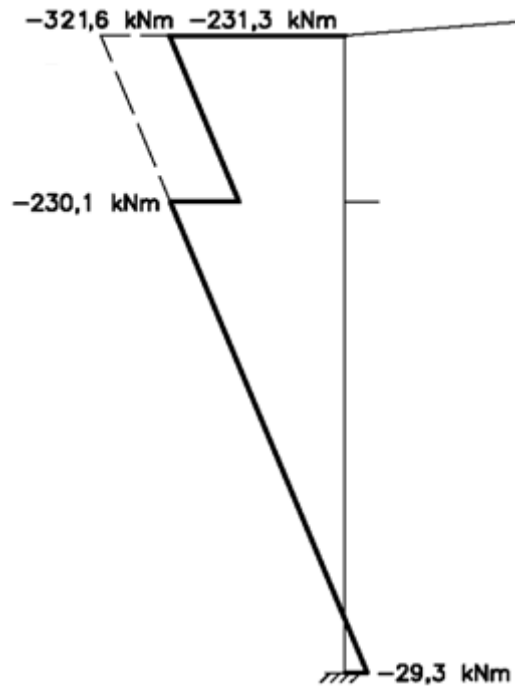
Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

12.7.1.2 Comprobación flexocompresión: Pilar

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-450 frente a flexocompresión.

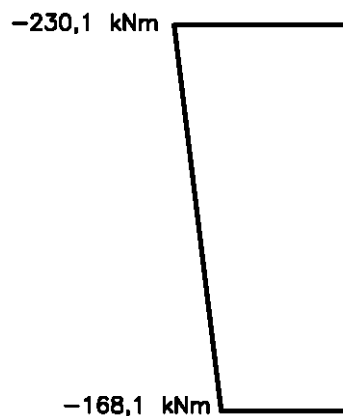
La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + V4P + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FO

Dado que la distribución de momentos a lo largo del pilar en su eje principal de inercia se presenta así:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\alpha = -0,0911) = 0,5636$

La distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y entre los puntos de arriostramiento queda:



$c_{m,LT} = (\alpha = 0,7306) = 0,8922$

$C_1 = (\psi = 0,7306) = 1,14$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 218,8 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 230,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 98,8 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 33740 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 1680 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 65,9 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1702 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 1500 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 276 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 176 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 4,72 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 8,15 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1,4251$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 11,61 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRy} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 5183,92 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,7240$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,8171$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,8362$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 1,50 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 1,50 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\text{Alfa}_z = 0,34$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 15475,54 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,4190$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,6250$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,9185$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$\alpha_{LT} = 0,34$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 1036,13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 3509,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 3659,03 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,3577$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,5636$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,8922$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2587,62 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0530$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0219$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9940$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,1011 + 0,3063 \leq 1 \qquad 0,4075 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0921 + 0,5131 \leq 1 \qquad 0,6052 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

12.7.2 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

12.7.2.1 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar alero

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V4P

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

Axil compresión: $N_{Ed} = 45,5$ kN

Momento flector: $M_{y,Ed} = 230,9$ kN·m

El canto del dintel (aprox) es de: $h = 0,695$ m

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 354,98 kN

Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-360 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275$ N/mm²

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235$ N / mm²

Módulo elástico: E= 210000 N/mm²

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: d= 378,8 mm

Espesor del alma: t= 9,4 mm

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 40,30 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 354,98 \text{ kN}$

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 90,3 mm

Espesor rigidizador: 12 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_s = 685,9 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{s,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 23,60 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $39,14 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $504,96 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: 30,30 cm

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 113966 \text{ kN}$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0972$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4795$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 1076,25 \text{ kN}$

$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$ El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido

Además, queda comprobada la expresión: $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}\right)} \leq 1,4$ Ya que: $\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$

12.7.2.2 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar ménsula

La ménsula de la viga carril, del puente grúa, transmite al pilar un momento flector que actúa como cargas puntuales sobre el pilar, de valor:

La ménsula, transmite al pilar un axil y un momento de los siguientes valores:

Axil compresión: $N_{Ed} = 17,8 \text{ kN}$

Momento flector: $M_{y,Ed} = 104,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El canto de la ménsula (aprox) es de: $h = 0,315 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: $340,01 \text{ kN}$

Tal como se ha concluido la comprobación anterior: Para rigidizador de 12mm de espesor la barra es capaz de resistir: 1076kN con ello quedan comprobadas:

$$F_{b,Rd} \geq F_{Ed}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}\right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

12.8 Desplazamientos

Sobre el pórtico especial, se producen desplazamientos verticales y horizontales provocados por peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso en cubierta, sobrecarga de uso de puente grúa, viento y nieve.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: $L/300$ "

En el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural, se recoge: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que: $L/250$ "

12.8.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Se realiza la siguiente combinación, en vez de la combinación casi permanente. Debido a que la combinación frecuente representa efectos reversibles y la casi permanente representa acciones de larga duración. En cualquier caso, este criterio resulta conservador, en cuanto al dimensionado de la estructura:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

12.8.2 Desplazamientos: Verticales en cumbrera

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-23,622
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-41,305
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	1,952
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-6,522
Viento (valor máximo)	98,812
Viento (valor mínimo)	-55,183
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-51,467

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: -55,127mm

Lo que supone un: L/326 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/300.

12.8.3 Desplazamientos: Horizontales en alero

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-6,259
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-10,63
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	3,654
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-15,47
Viento (valor máximo)	37,368
Viento (valor mínimo)	-16,363
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-13,245

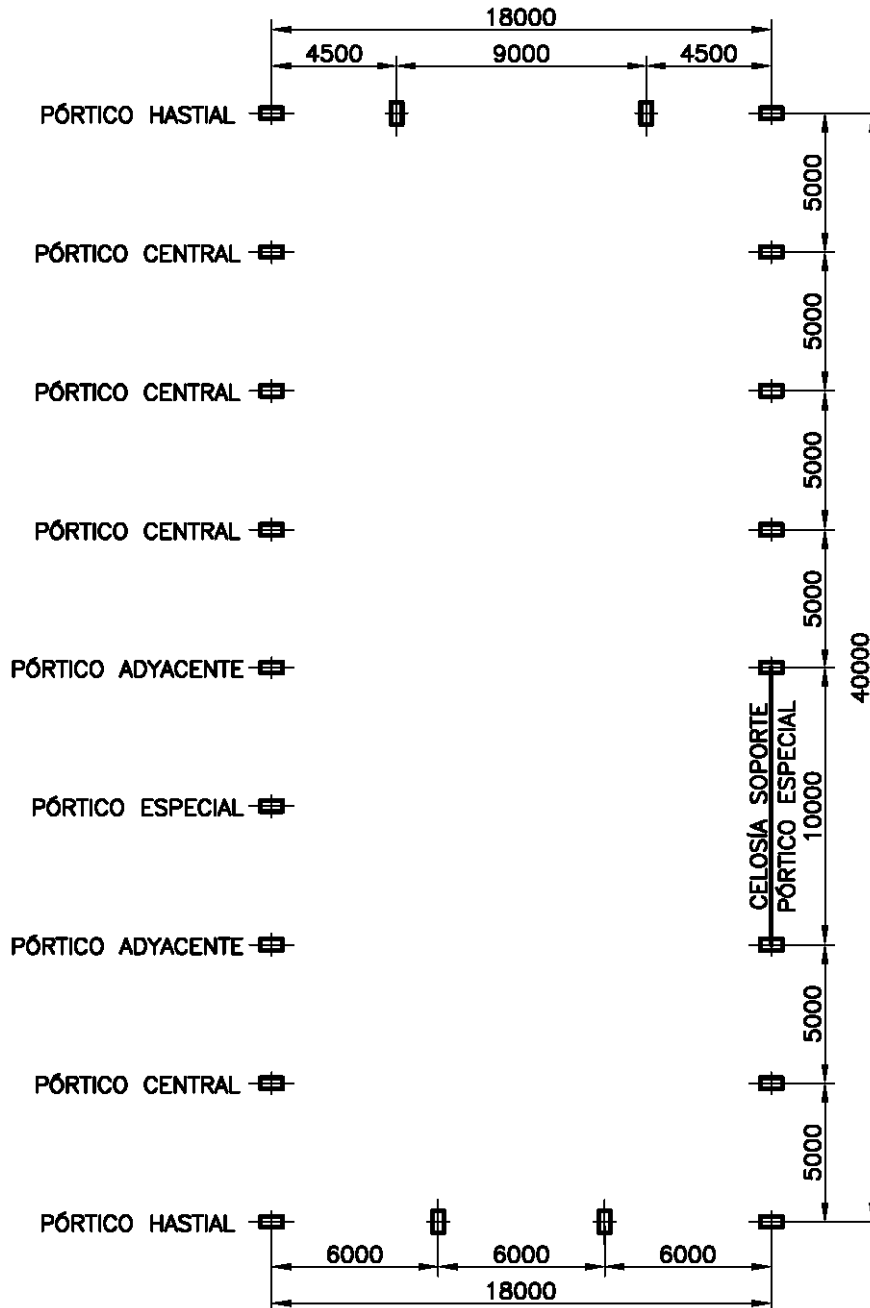
El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: -23,723mm

Lo que supone un: L/343 de la altura total del elemento. Desplome inferior a el impuesto de L/250.

13 Celosía soporte pórtico especial

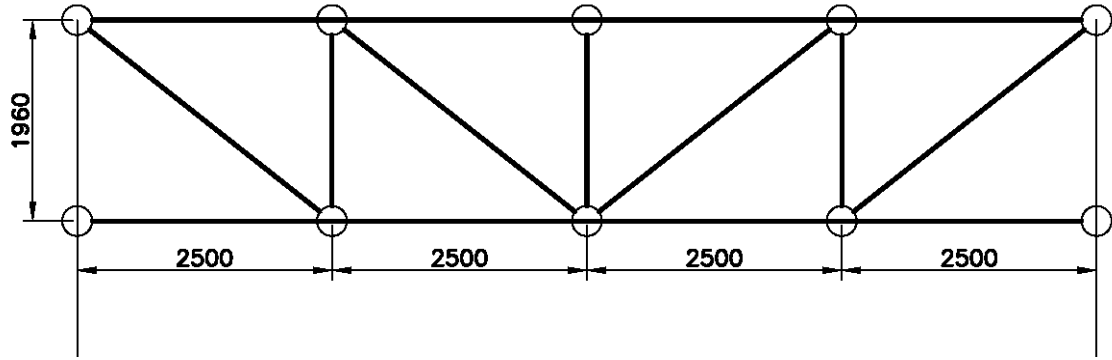
13.1 Introducción

En este capítulo se presentan los cálculos justificativos referentes a la celosía soporte del pórtico especial, se puede observar en la siguiente imagen general:



13.2 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento se pueden observar en la siguiente imagen:



Los cordones superior e inferior de la celosía se encuentran conectados mediante uniones articuladas a los pilares de los pórticos adyacentes. Por otra parte, los montantes y diagonales de la celosía se encuentran conectados mediante uniones (a efectos prácticos) articuladas a los cordones superior e inferior de la celosía

13.3 Acciones

13.3.1 Peso propio

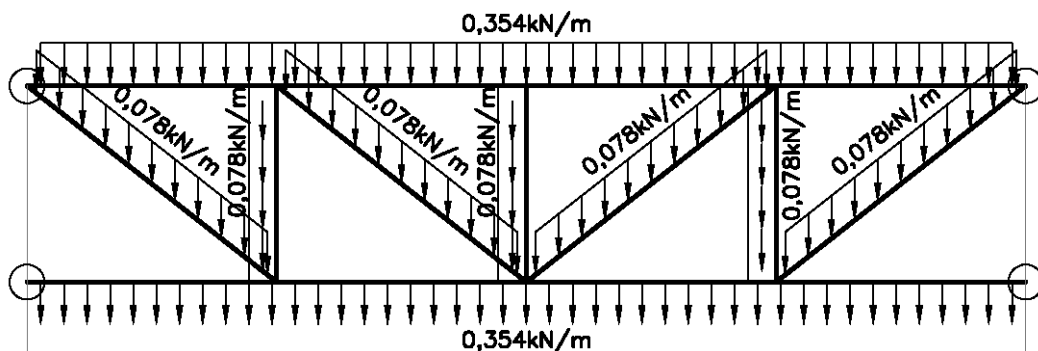
La acción del peso propio se desglosa en los siguientes componentes:

- Peso propio cordón superior
- Peso propio cordón inferior
- Peso propio montantes
- Peso propio diagonales

Los valores de estos pesos propios son:

Peso propio	Carga (kN/m)
Cordón superior (IPE-270)	0,3541
Cordón inferior (IPE-270)	0,3541
Montantes (Tubo #90x90x3)	0,0780
Diagonales (Tubo #90x90x3)	0,0780

La celosía queda cargada según la siguiente imagen:



13.3.2 Carga permanente

La acción de la carga permanente sobre los elementos del pórtico central, se desglosa en los siguientes componentes:

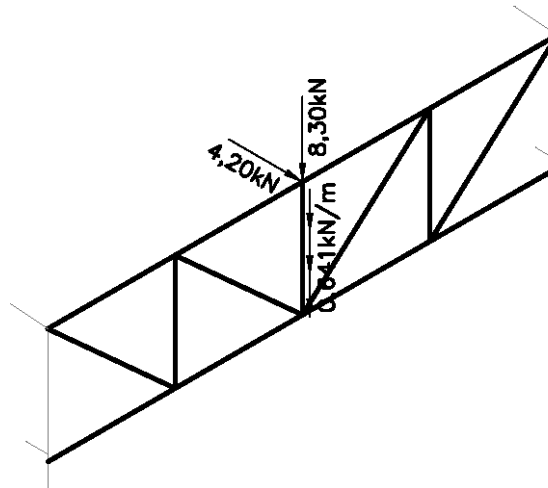
- Peso perfil chapa grecada cubierta
- Peso perfil chapa grecada fachada lateral

- Peso correas de cubierta
- Peso correas de fachada lateral

El peso del perfil chapa grecada y de las correas se considera una carga uniformemente repartida de los siguientes valores:

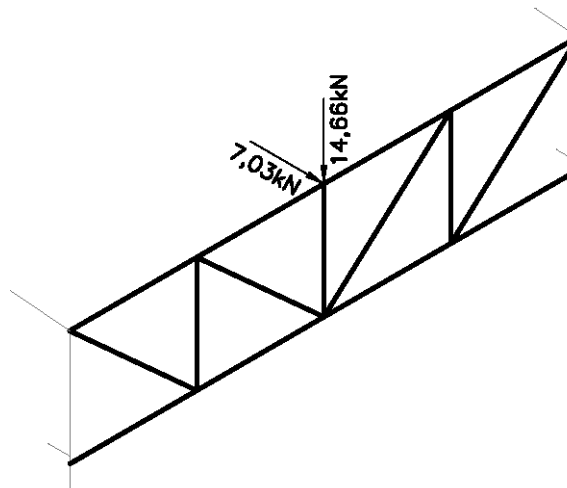
Carga permanente	Carga (kN/m ²)	Carga (kN/m)
Perfil chapa grecada fachada lateral	0,0560	0,28
Correas de fachada lateral	0,0722	0,361

La celosía queda cargada según la siguiente imagen:



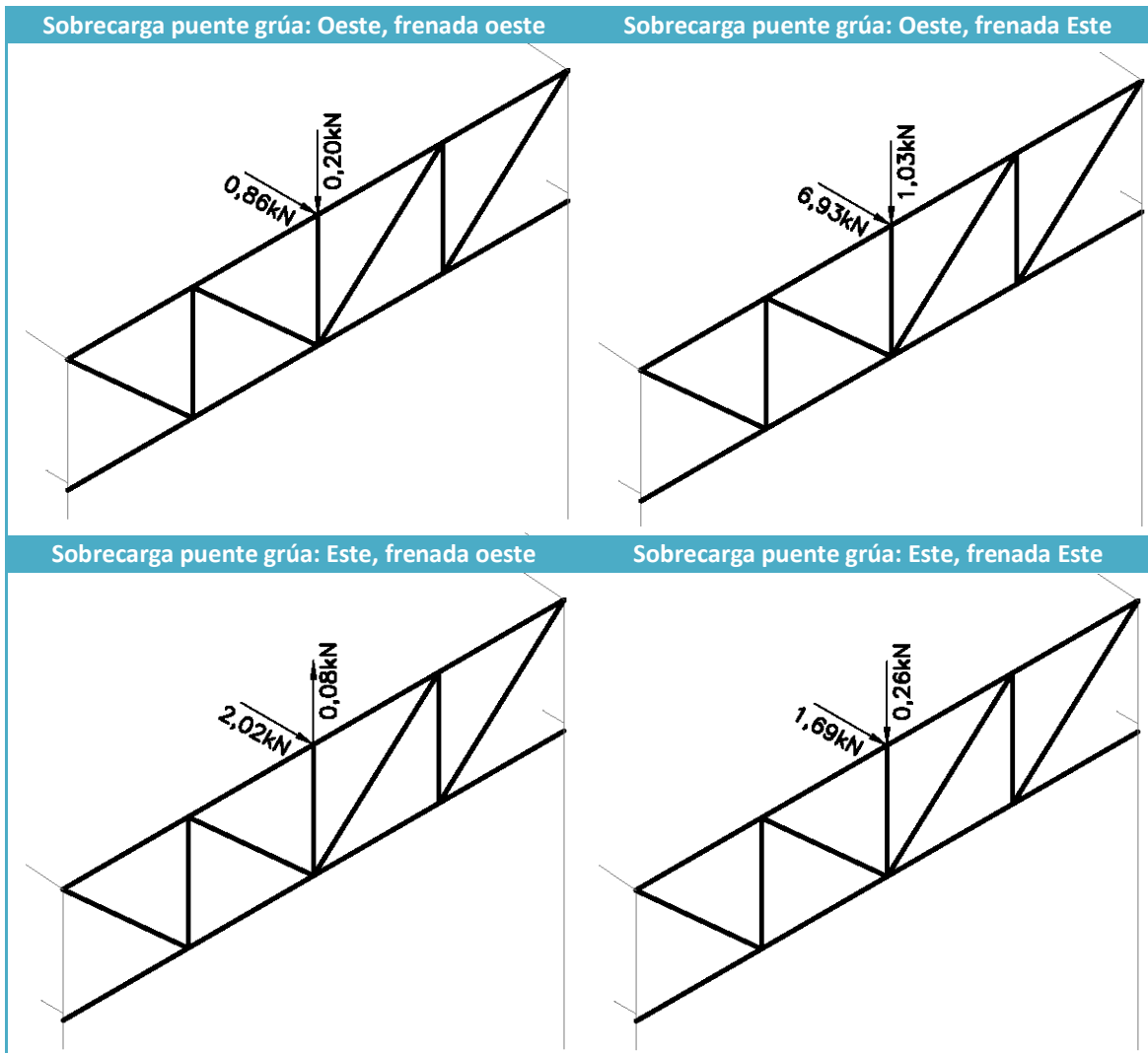
13.3.3 Sobrecarga de uso: Cubierta

La carga transmitida a la celosía por el dintel del pórtico especial, debido al efecto de sobrecarga de uso (en cubierta), se observa en la siguiente imagen:



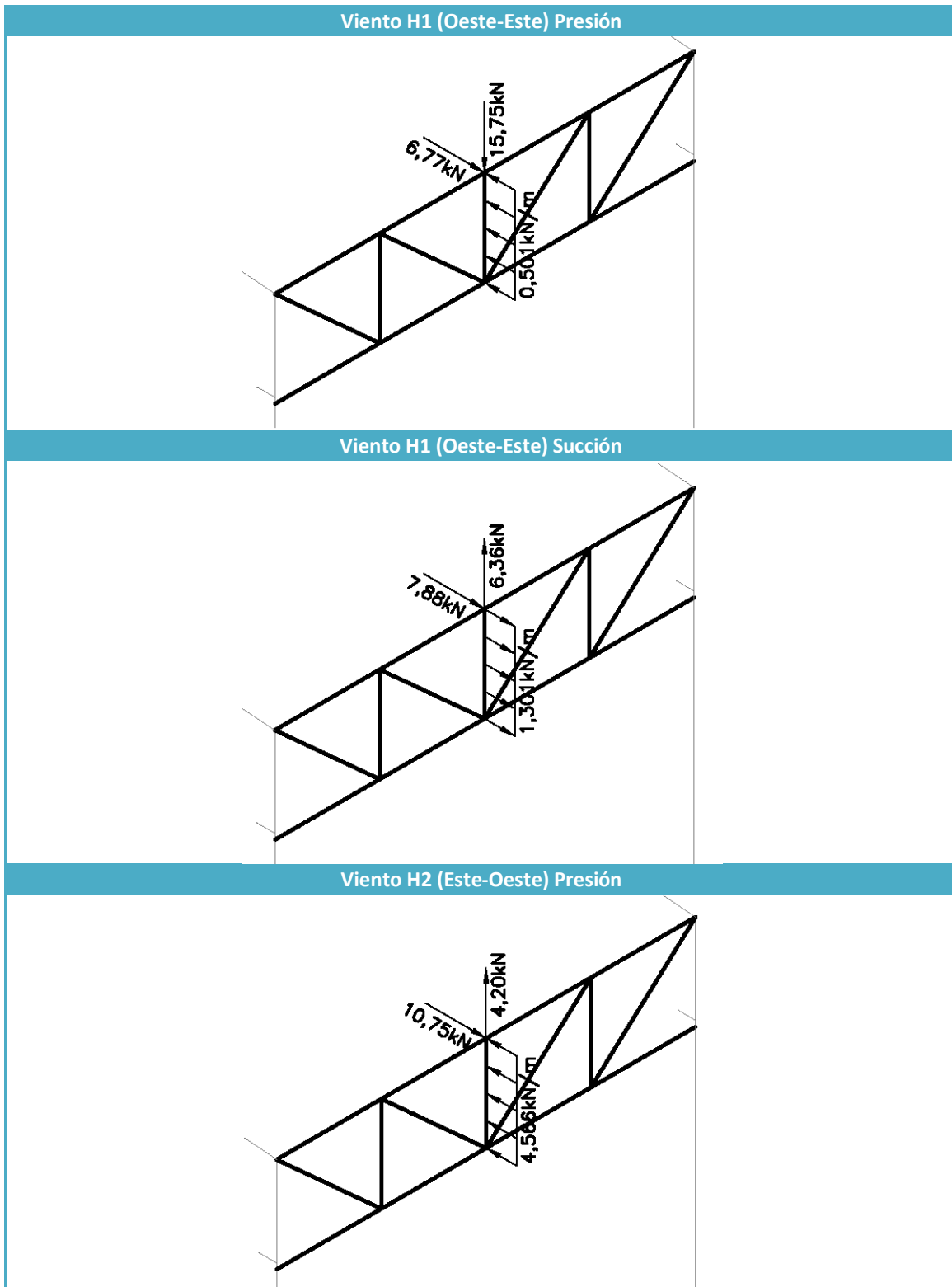
13.3.4 Sobrecarga de uso: Puente grúa

La carga transmitida a la celosía por el dintel del pórtico especial, debido al efecto de sobrecarga de uso (puente grúa), se observa en las siguientes imágenes:

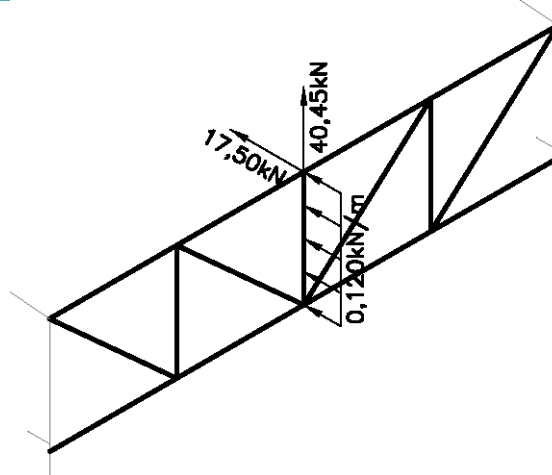


13.3.5 Viento

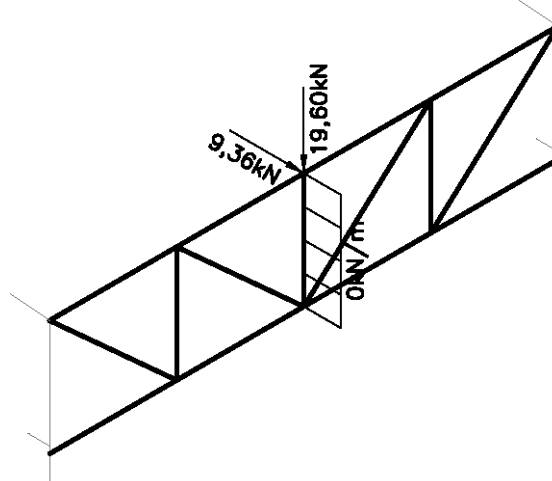
La carga transmitida a la celosía por el dintel del pórtico especial, debido al efecto de viento, se observa en las siguientes imágenes:



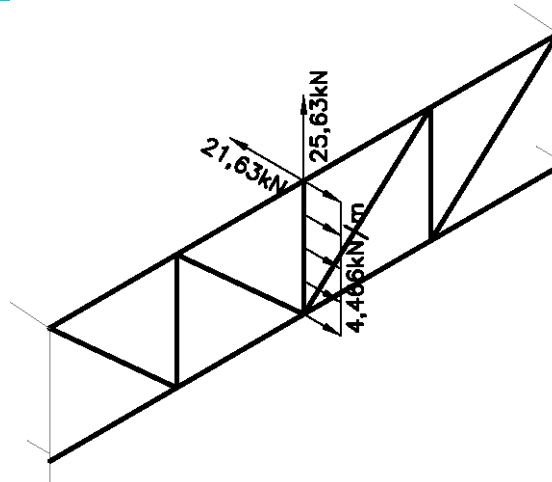
Viento H2 (Este-Oeste) Succión



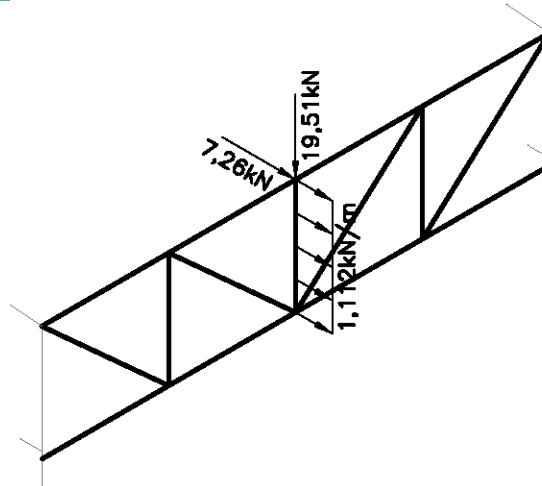
Viento H3 (Norte-Sur) Presión



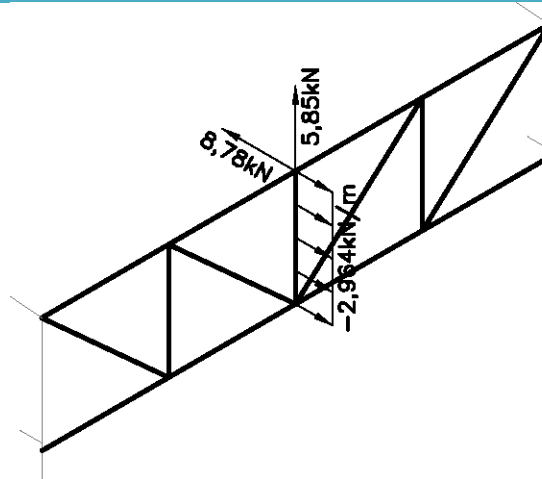
Viento H3 (Norte-Sur) Succión



Viento H4 (Sur-Norte) Presión



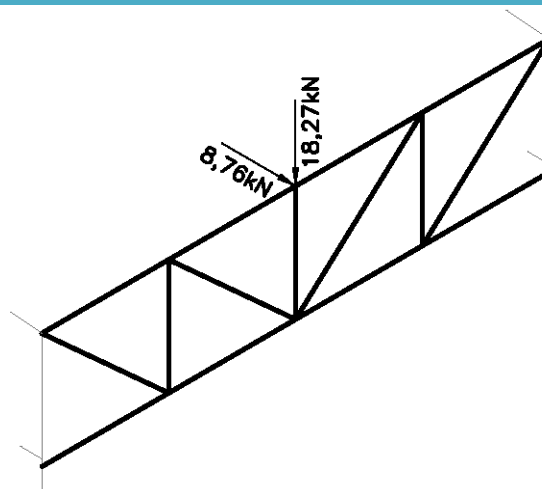
Viento H4 (Sur-Norte) Succión

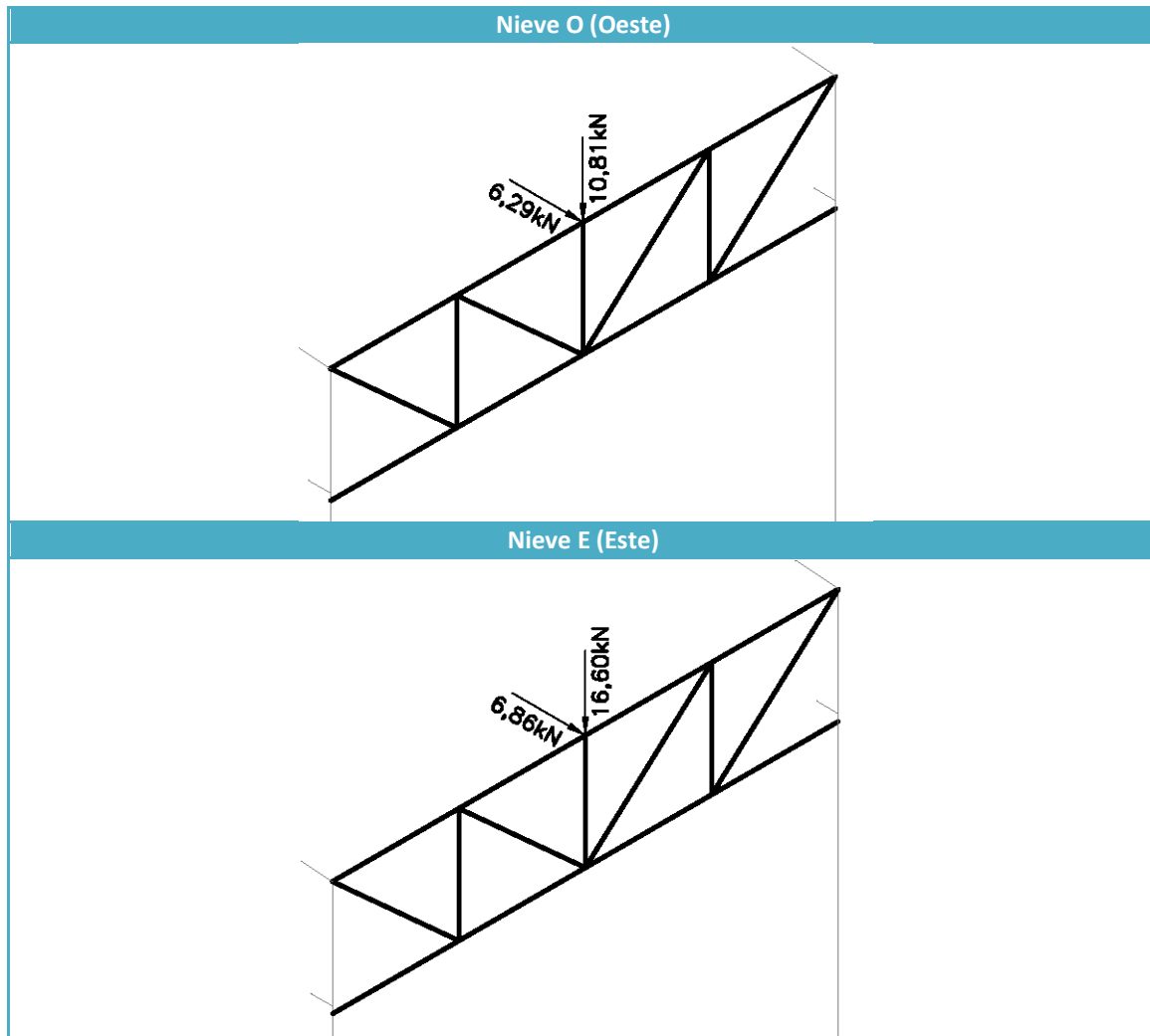


13.3.6 Nieve

La carga transmitida a la celosía por el dintel del pórtico especial, debido al efecto de nieve, se observa en las siguientes imágenes:

Nieve OE (Oeste y este)





13.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_CORDÓN_SUP	PP_PGREC	SC_CUB	SC_PG_O_FO	V1P	NIEVE OE
PP_CORDÓN_INF	PP_CORREA_CUB		SC_PG_O_FE	V1S	NIEVE O
PP_MONTANTES	PP_CORREA_FAC		SC_PG_E_FO	V2P	NIEVE E
PP_DIAGONALES			SC_PG_E_FE	V2S	
				V3P	
				V3S	
				V4P	
				V4S	

Donde:

- La sobrecarga de cubierta es no concomitante con el resto de acciones variables
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

13.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

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

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos (más significativos), para los elementos de la celosía:

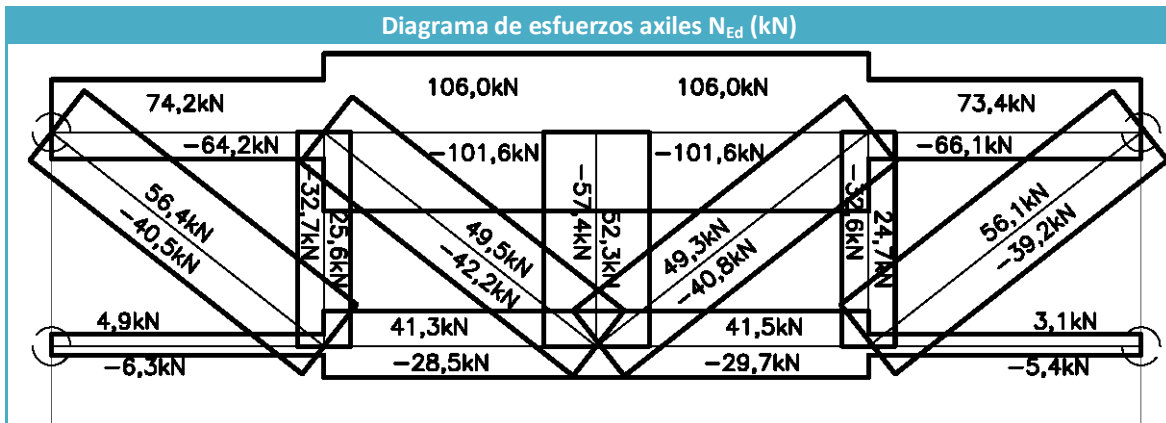


Diagrama de momentos flectores, según su eje principal de inercia del cordón superior de la celosía:

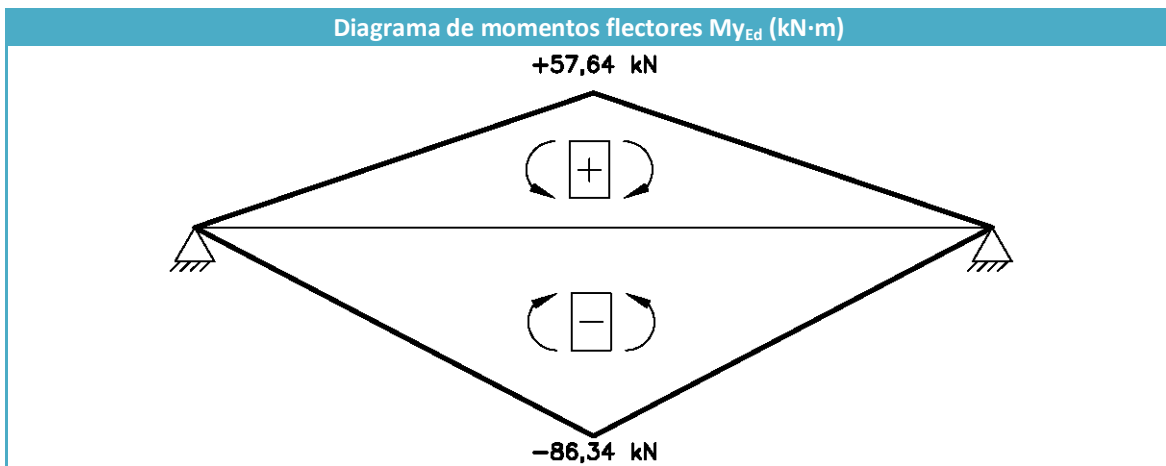
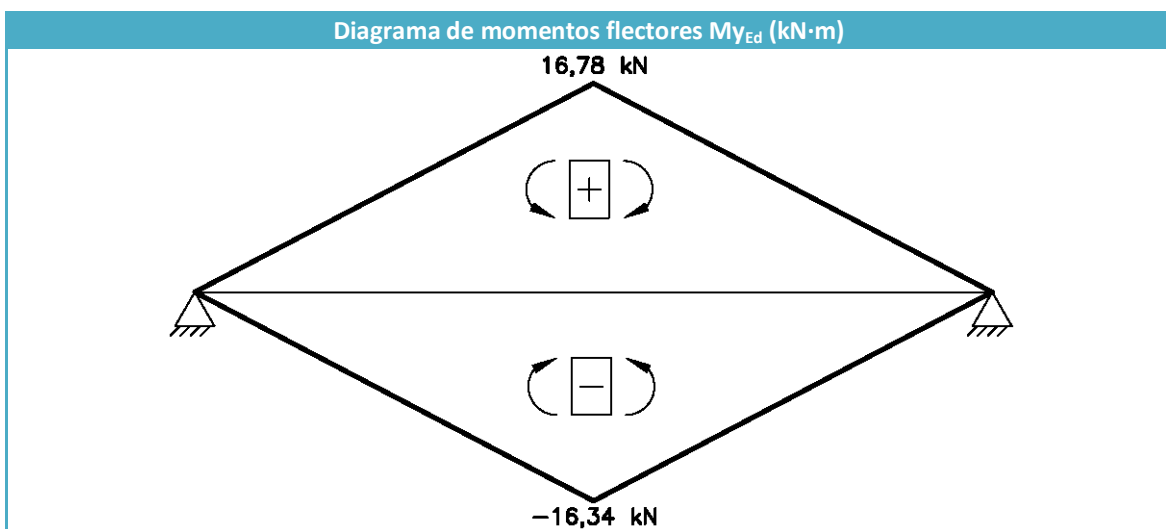


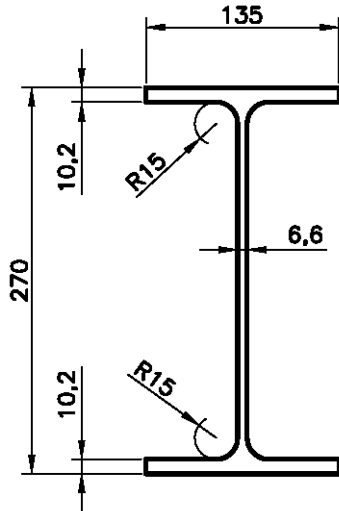
Diagrama de momentos flectores, según su eje principal de inercia del cordón inferior de la celosía:



13.5 Características de la sección

13.5.1 Características de la sección: Cordón inferior y superior

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-270 son:

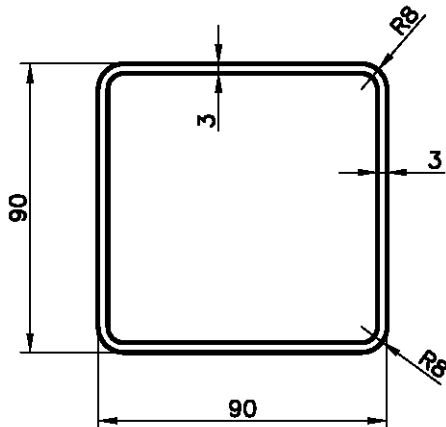


$$\begin{aligned}
 A &= 45,9 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 5.790 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 420 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 15,4 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 429 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 484 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 62,2 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 97 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 11,2 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,02 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 3,40 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,3541 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 337kN (como es el caso).

13.5.2 Características de la sección: Montantes y diagonales

Las características geométricas y mecánicas para el perfil de tubo #90x90x3 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 10,1 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 125,2 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 125,2 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 202 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 27,8 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 32,56 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 27,8 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 32,56 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 3,52 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,52 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 5,27 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,0780 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante flexión compuesta.

Finalmente, se toma la decisión de emplear perfil de tubo #90x90x4 en vez del indicado #90x90x3, para facilitar la ejecución de las soldaduras entre cordones superior e inferior y montantes y diagonales.

13.6 Comprobaciones de la secciones

13.6.1.1 Resistencia de la sección a cortante: Cordón inferior y superior

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación en dirección z es: PP +**NOE** + V3P + SC_PG_O_FE

La hipótesis pésima para esta comprobación en dirección y es: PP +**NOE** + V3P + SC_PG_E_FO

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 0,8 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 17,27 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 2754 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 416,43 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 1782 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 269,46 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$$

Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

13.6.1.2 Resistencia de la sección a cortante: Montantes y diagonales

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: Tubo #90x90x3 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2P**

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{z,Ed} = 6,71 \text{ kN}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 540 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 81,65 \text{ kN}$

$$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$$

Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$$

Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

13.6.1.3 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cordón inferior y superior

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V3P

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 92,8 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 86,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 45,9 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1202,14 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 126,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 97 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 25,40 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0772 + 0,6808 + 0,0276 \geq 1 \quad 0,7856 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

13.6.1.4 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Montantes y diagonales

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: Tubo #90x90x3 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V3S** + SC_PG_E_FO

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 30,2 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y ": $M_{y,Ed} = 3,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 10,1 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 264,52 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y " $W_{el,y} = 32,56 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y ": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 8,53 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,1142 + 0,3753 \geq 1 \quad 0,4894 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

13.7 Comprobaciones de la barra

13.7.1 Comprobación flexocompresión

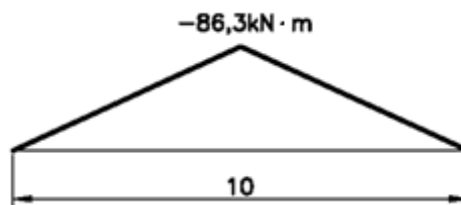
13.7.1.1 Comprobación flexocompresión: Cordón superior

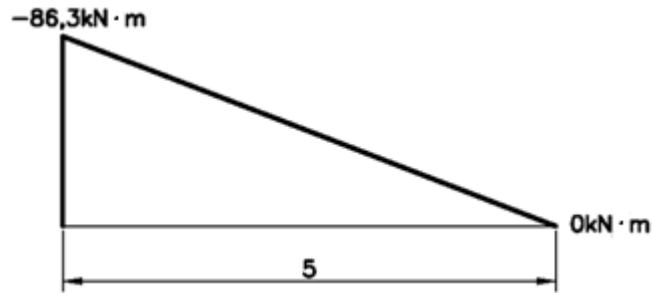
En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V3P (más viento frontal máximo)

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

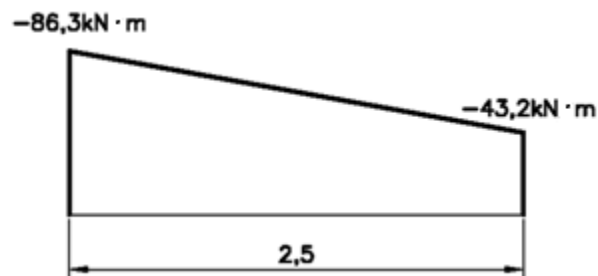
Dado que la distribución de momentos a lo largo del cordón superior en su eje principal de inercia se presenta así:





Se cuantifica: $c_{m,y} = (\psi = 0) = 0,6$

Dado que la distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y arriostrada ante pandeo en el eje secundario de inercia y pandeo lateral queda:

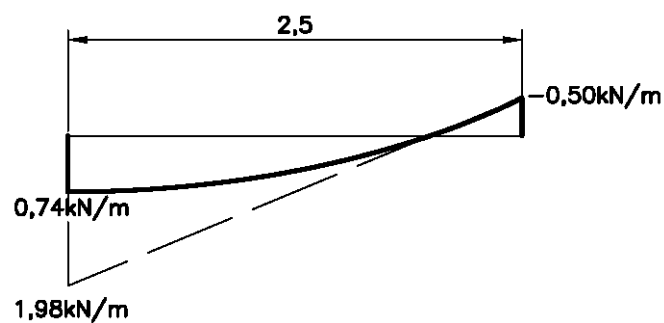


Cuantificando los coeficientes:

$$c_{m,LT} = (\psi = 0,5) = 0,8$$

$$C_1 = (\psi = 0,5) = 1,32$$

La distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje secundario de inercia se presenta entre puntos de arriostamiento:



Se cuantifica: $c_{m,z} = (\alpha = -0,2525) = 0,4990$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 92,8 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 86,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0,74 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 45,9 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 420 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 15,4 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 429 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 97 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 62,2 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 3,40 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k_y} = L \cdot \beta_y = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\alpha_y = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 4800,18 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,5128$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,6643$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,9202$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

$$\text{Longitud barra: } L = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_z = 1$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje z": } L_{k z} = L \cdot \beta_z = 2,5 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: } \text{Alfa}_z = 0,34$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 1392,80 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR z}}} = 0,9520$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 1,0810$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,6277$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\text{Longitud de paneo lateral: } L_C = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: } C_1 = 1,32$$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 173,99 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 217,08 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 278,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,6917$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0,7908$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,8516$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,6$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 0,4990$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,8$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1202,14 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0262$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,1604$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{y,LT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9787$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0839 + 0,4925 + 0,0101 \leq 1 \qquad 0,5865 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,1230 + 0,7828 + 0,0169 \leq 1 \qquad 0,9226 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

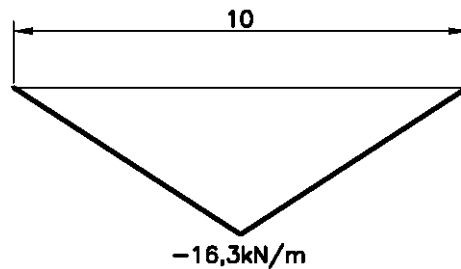
13.7.1.2 Comprobación flexocompresión: Cordón inferior

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + V3S + SC_PG_E_FO

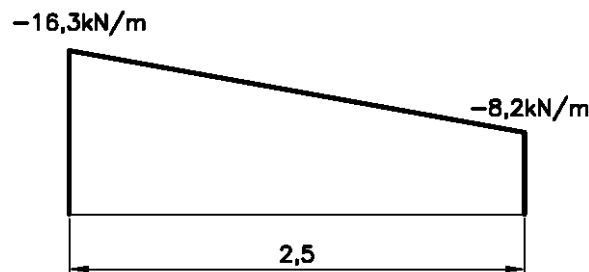
Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del cordón inferior en su eje principal de inercia se presenta así:



Se cuantifica: $c_{m,y} = 0,9$

Dado que la distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y arriostrada ante pandeo en el eje principal de inercia y pandeo lateral queda:

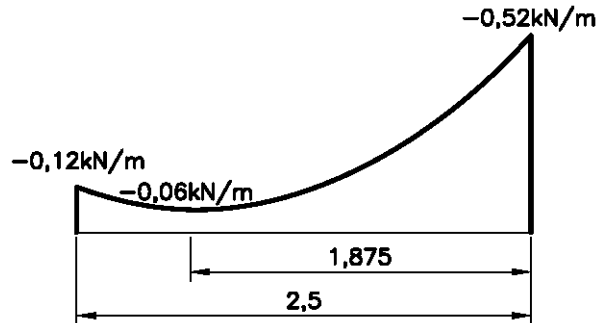


Cuantificando los coeficientes:

$$c_{m,LT} = (\psi = 0,5) = 0,8$$

$$C_1 = (\psi = 0,5) = 1,32$$

La distribución de momentos a lo largo de la barra en su eje secundario de inercia se presenta entre puntos de arriostamiento:



Se cuantifica: $c_{m,z} = (\alpha = 0,1154) = 0,4$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 12,6 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 16,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0,52 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 45,9 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 420 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 15,4 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 429 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 97 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 62,2 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 3,40 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 10 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 10 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

Axil crítico: $N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 1200,05 \text{ kN}$

Esbelted reducida: $\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 1,0256$

Donde: $\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,1126$

Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,6477$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 2,5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{k,z} = L \cdot \beta_z = 2,5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\text{Alfa}_z = 0,34$

Axil crítico: $N_{CR,z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 1392,80 \text{ kN}$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,9520$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 10810$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 06277$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

Longitud de pandeo lateral: $L_C = 2,5$ m

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,32$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 173,99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 217,08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 278,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,6917$$

$$\text{Donde: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0,7908$$

$$\text{El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,8516$$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,90$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 0,40$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,8$

Coefficientes de interacción

$$\text{Resistencia a compresión de la sección: } N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1202,14 \text{ kN}$$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0438$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0736$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9902$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0547 + 0,1418 + 0,0053 \leq 1$$

$$0,2018 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0565 + 0,1495 + 0,0088 \leq 1$$

$$0,2148 \leq 1$$

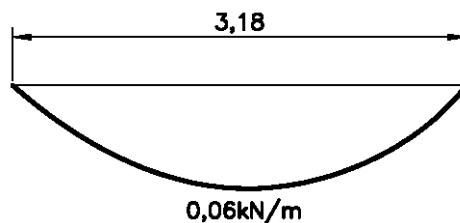
Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

13.7.1.3 Comprobación flexocompresión: Diagonales

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: #90x90x3 frente a flexotracción.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO

Dado que la distribución de momentos a lo largo de la diagonal en su eje principal de inercia se presenta así:



Cuantificando los coeficientes:

Se cuantifica: $c_{m,y} = 0,95$

$$c_{m,LT} = 0,95$$

$$C_1 = 1$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 42,6 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 0,06 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 10,1 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 125,2 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 125,2 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 202 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 32,56 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 27,8 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 32,56 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 27,8 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 5,27 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 3,18$ m

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k_y} = L \cdot \beta_y = 3,18$ m

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $Alfa_y = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR_y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 256,61 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 1,0404$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,1294$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,6373$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 3,18$ m

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{k_z} = L \cdot \beta_z = 3,18$ m

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $Alfa_z = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR_z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 256,61 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR_z}}} = 1,0404$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 1,1294$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,6373$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 3,18$ m

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 204,91$ kN·m

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 15,82$ kN·m

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 205,52$ kN·m

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,2087$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,95$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,95$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 264,52$ kN

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,2021$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,3537$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9639$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

Para todas las secciones

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,2527 + 0,0080 + 0 \leq 1 \qquad 0,2607 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,2527 + 0,0048 + 0 \leq 1 \qquad 0,2575 \leq 1$$

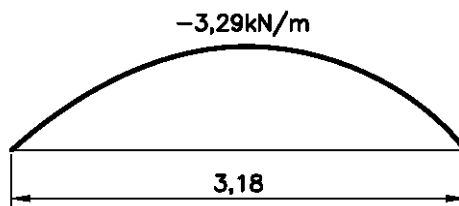
Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

13.7.1.4 Comprobación flexocompresión: Montantes

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: #90x90x3 frente a flexotracción.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2P** + SC_PG_O_FE + NIEVE OE

Dado que la distribución de momentos a lo largo del montante en su eje principal de inercia se presenta así:



Cuantificando los coeficientes:

Se cuantifica: $c_{m,y} = 0,95$

$$c_{m,LT} = 0,95$$

$$C_1 = 1$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 21,4 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 3,29 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 10,1 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 125,2 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 125,2 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 202 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 32,56 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 27,8 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 32,56 \text{ cm}^3$ Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 27,8 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 5,27 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 1,96 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 1,96 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\alpha_{fy} = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 675,48 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,6412$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,7519$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,8737$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

$$\text{Longitud barra: } L = 1,96 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_z = 1$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje z": } L_{k z} = L \cdot \beta_z = 1,96 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: } \text{Alfa}_z = 0,21$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 675,48 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR z}}} = 0,6412$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,7519$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,8737$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

$$\text{Longitud de paneo lateral: } L_C = 1,96 \text{ m}$$

$$\text{De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: } C_1 = 1$$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 332,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 41,66 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 335,05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,1635$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,95$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1,$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,95$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 264,52 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0409$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0632$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{y,LT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9915$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

Para todas las secciones

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0926 + 0,3815 + 0 \leq 1 \qquad 0,4741 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0926 + 0,3825 + 0 \leq 1 \qquad 0,4751 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

13.8 Desplazamientos

Sobre el pórtico especial, se producen desplazamientos verticales y horizontales provocados por peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso en cubierta, sobrecarga de uso de puente grúa, viento y nieve.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: “Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: L/300”

En el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural, se recoge: “Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que: L/250”

13.8.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Se realiza la siguiente combinación, en vez de la combinación casi permanente. Debido a que la combinación frecuente representa efectos reversibles y la casi permanente representa acciones de larga duración. En cualquier caso, este criterio resulta conservador, en cuanto al dimensionado de la estructura:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

13.8.2 Desplazamientos: Verticales en celosía

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-1,029
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-1,072
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-0,314
Viento (valor máximo)	3,246
Viento (valor mínimo)	-1,543

Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-1,335

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: -1,989mm

Lo que supone un: L/5027 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/300.

13.8.3 Desplazamientos: Horizontales celosía

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-9,861
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-17,001
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	3,963
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-16,201
Viento (valor máximo)	52,356
Viento (valor mínimo)	-22,62
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-21,183

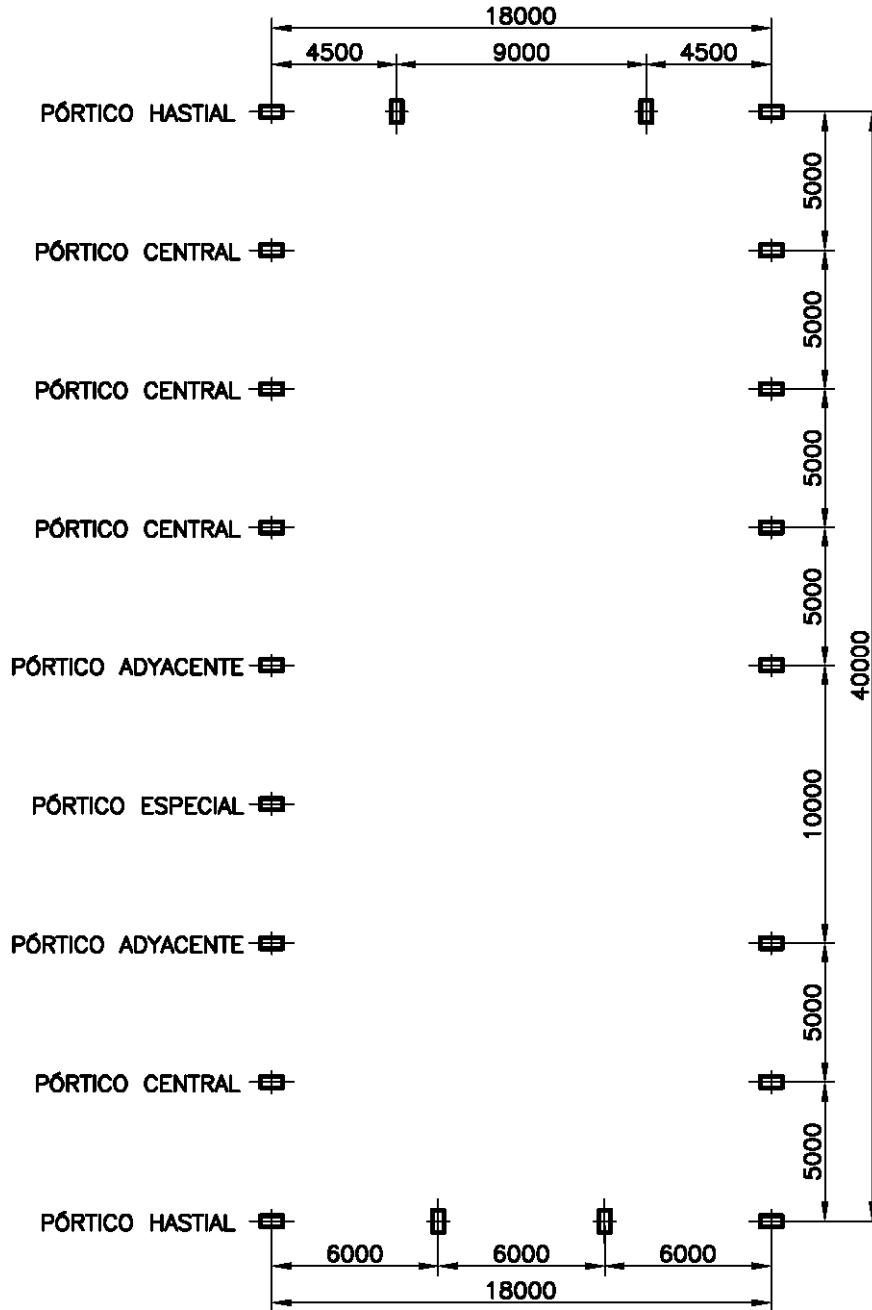
El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: -30,892mm

Lo que supone un: L/263 de la altura total del elemento. Desplome inferior a el impuesto de L/250.

14 Pórtico adyacente

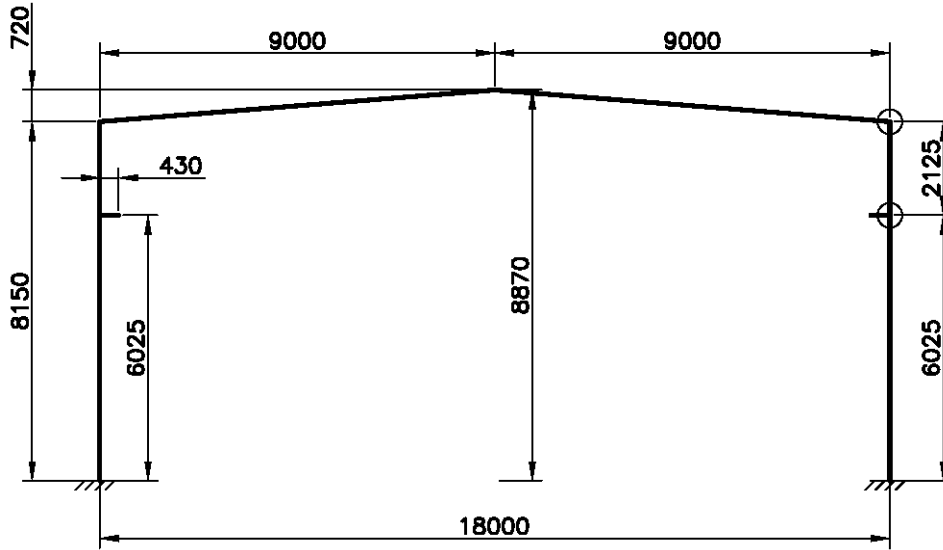
14.1 Introducción

En este capítulo se presentan los cálculos justificativos para los pórticos adyacentes al pórtico especial, se puede observar en la siguiente imagen general:



14.2 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento se pueden observar en la siguiente imagen:



Los pilares estarán empotrados en su base y unidos rígidamente al dintel en su extremo superior. El pilar Este queda conexionado a la celosía soporte del pórtico especial mediante unión articulada.

14.3 Acciones

14.3.1 Peso propio

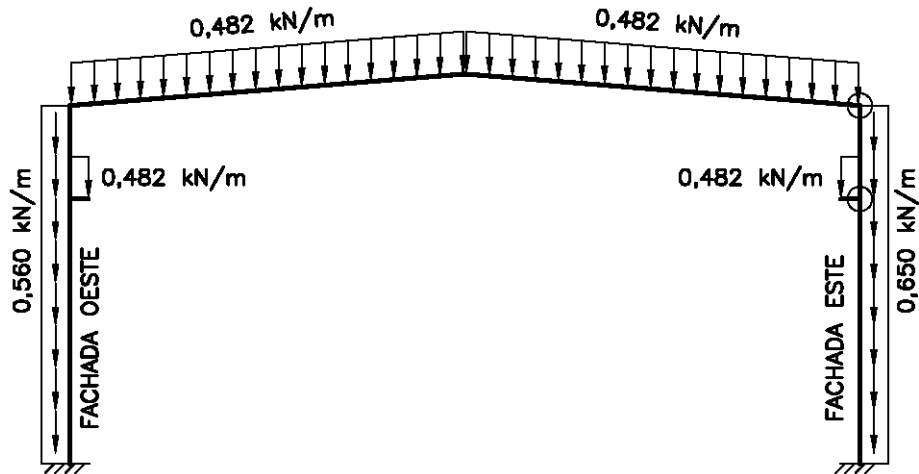
La acción del peso propio se desglosa en los siguientes componentes:

- Peso propio dintel
- Peso propio pilares
- Peso propio ménsulas

Los valores de estos pesos propios son:

Peso propio	Carga (kN/m)
Dintel (IPE-330)	0,4817
Pilar Este (celosía) (IPE-400)	0,6504
Pilar Oeste(IPE-360)	0,5602
Ménsula (IPE-330)	0,4817

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:



Además de las cargas transmitidas por la celosía soportes del pórtico especial.

14.3.2 Carga permanente

La acción de la carga permanente sobre los elementos del pórtico central, se desglosa en los siguientes componentes:

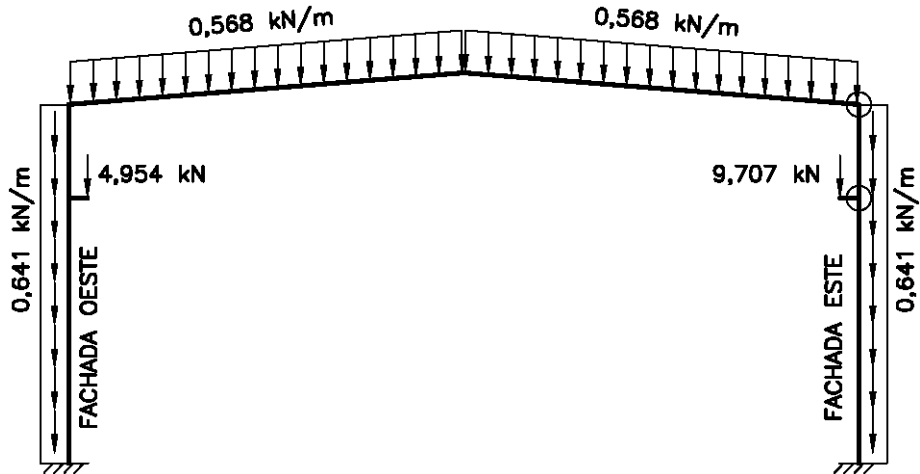
- Peso perfil chapa grecada cubierta
- Peso perfil chapa grecada fachada lateral
- Peso correas de cubierta
- Peso correas de fachada lateral
- Peso viga carril más carril

El peso del perfil chapa grecada y de las correas se considera una carga uniformemente repartida de los siguientes valores:

Carga permanente	Carga (kN/m ²)	Carga (kN/m)
Perfil chapa grecada cubierta	0,0560	0,28
Perfil chapa grecada fachada lateral	0,0560	0,28
Correas de cubierta	0,0576	0,288
Correas de fachada lateral	0,0722	0,361

El peso propio transmitido por la viga carril más carril es una carga puntual, que actúa en el extremo de cada ménsula de valor, para ménsula Este 9,71 kN y para ménsula Oeste 4,95 kN

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:



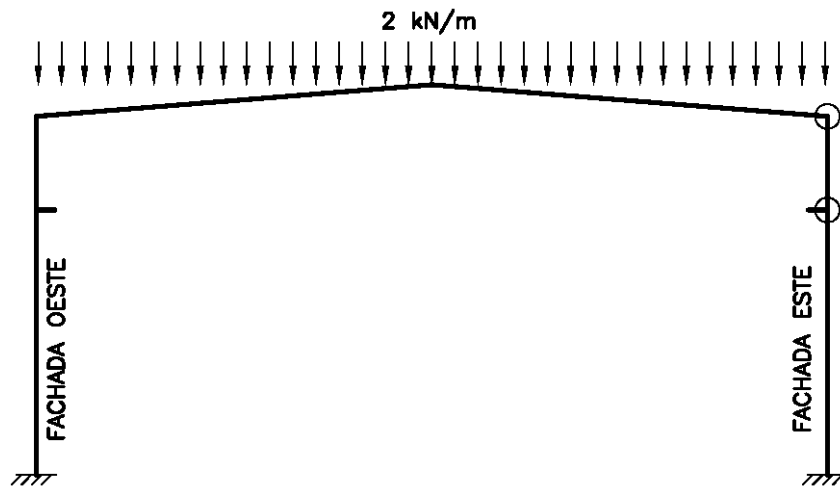
Además de las cargas transmitidas por la celosía soportes del pórtico especial.

14.3.3 Sobrecarga de uso: Cubierta

Se considera una carga en cubierta de: $-0,40 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en cada uno de los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Sobrecarga de uso	0,40	2,00

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:



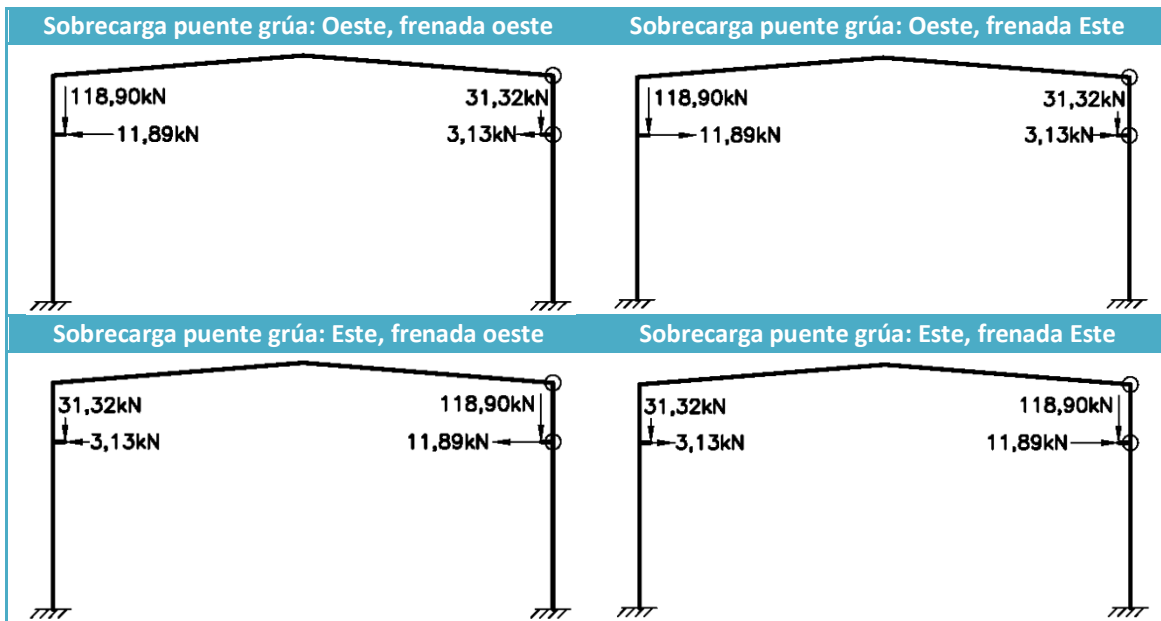
Además de las cargas transmitidas por la celosía soportes del pórtico especial.

14.3.4 Sobrecarga de uso: Puente grúa

Las acciones transmitidas por el puente grúa a las ménsulas son las siguientes:

Carga	Acción vertical (kN)	Acción horizontal (kN)
Valor máxima carga	118,90	+/- 11,89
Valor mínima carga	-31,32	+/- 3,13

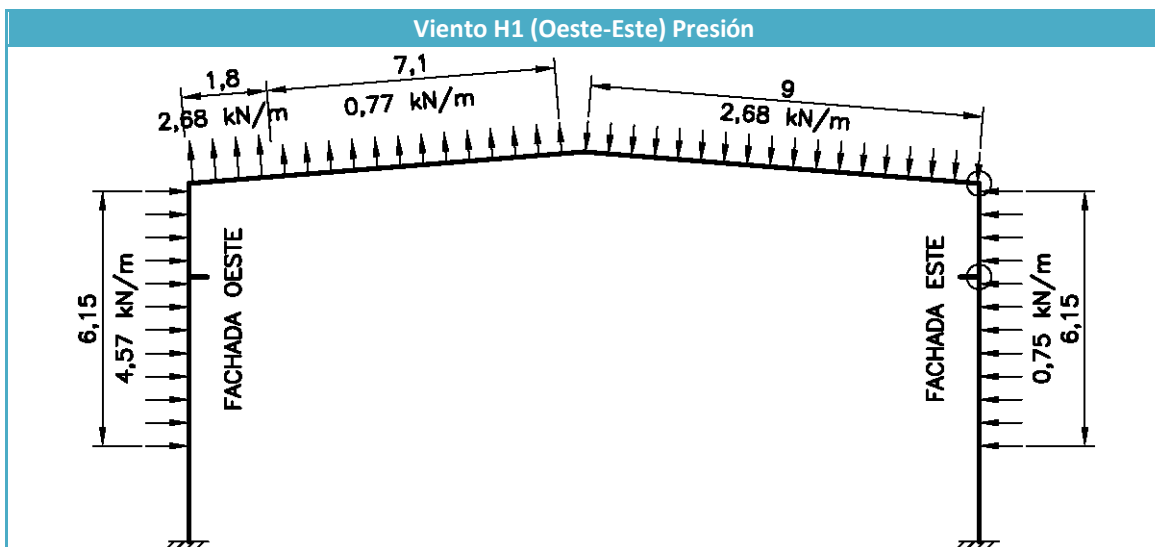
Las situaciones de carga se observan en las siguientes imágenes:

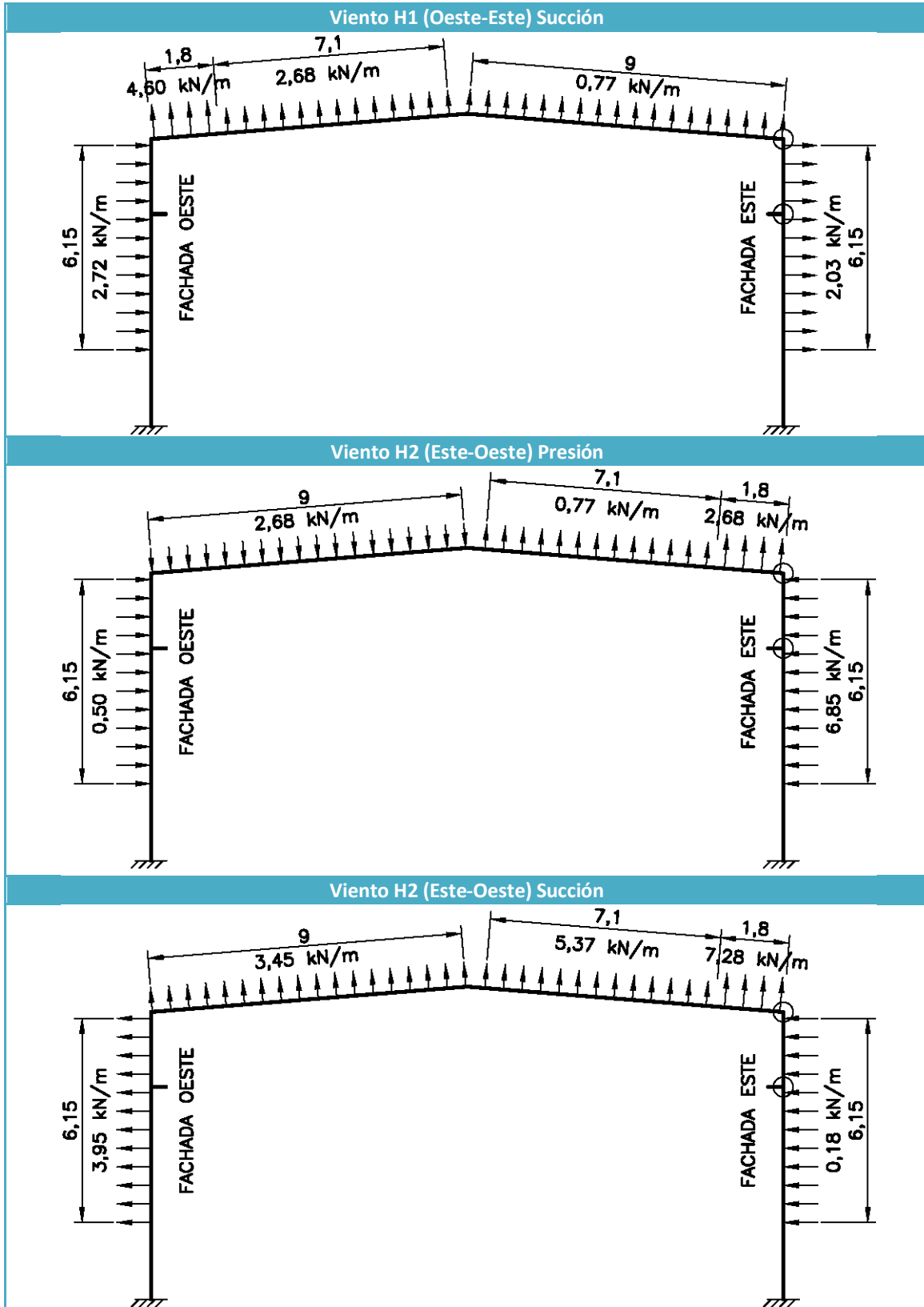


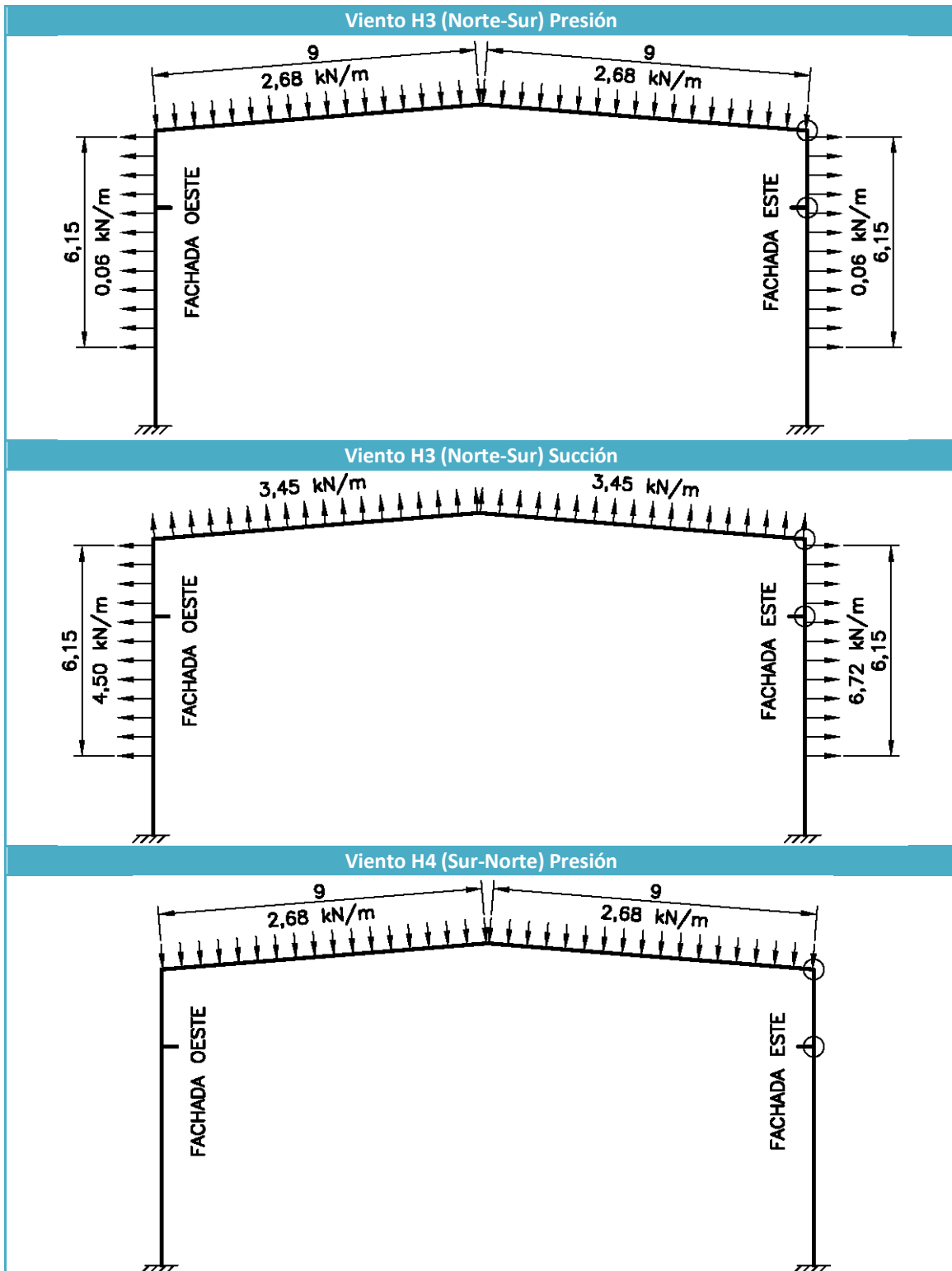
Además de las cargas transmitidas por la celosía soportes del pórtico especial.

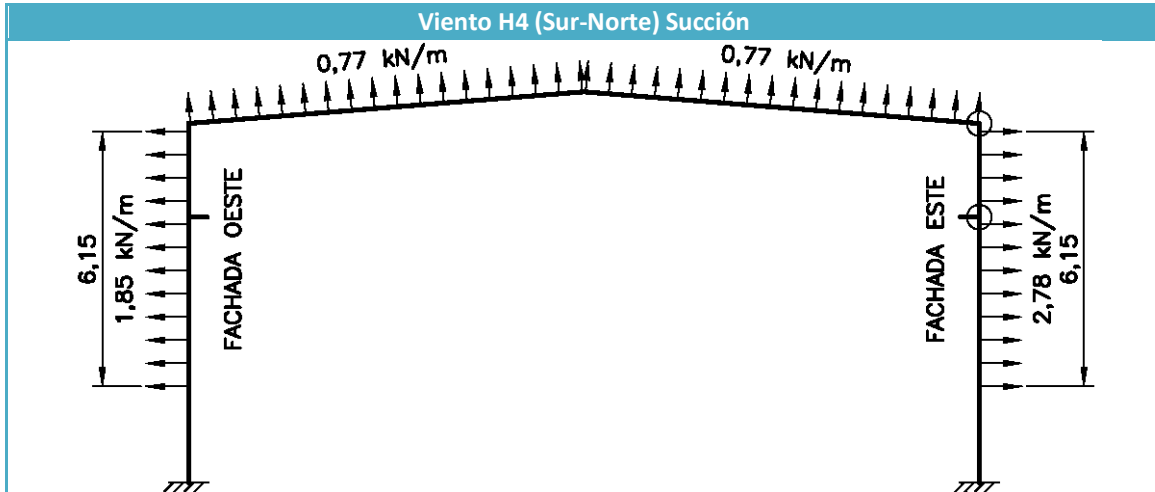
14.3.5 Viento

En las siguientes imágenes se presentan las situaciones de carga para los pórticos adyacentes (al especial).









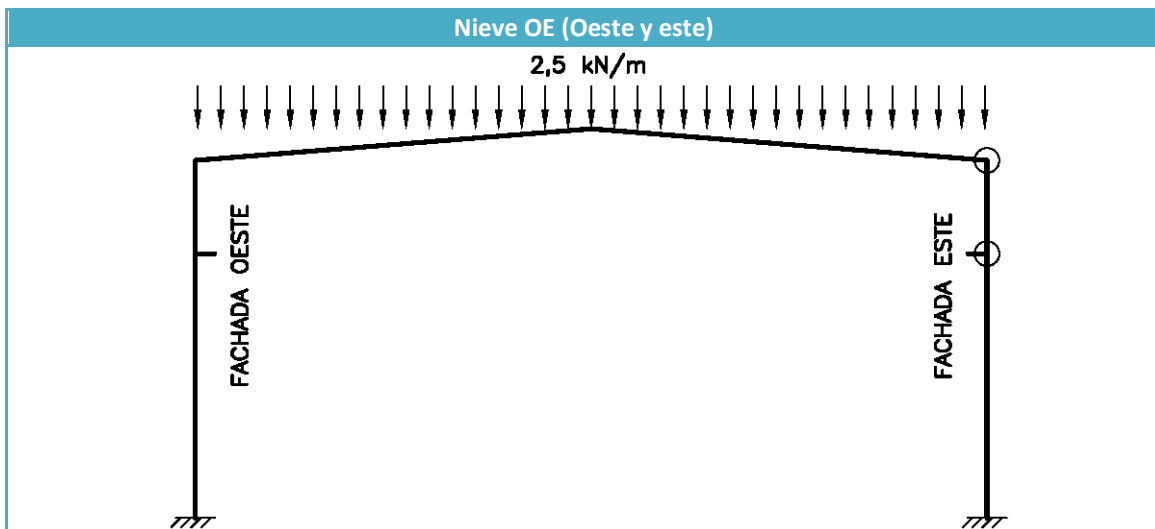
Además de las cargas transmitidas por la celosía soportes del pórtico especial.

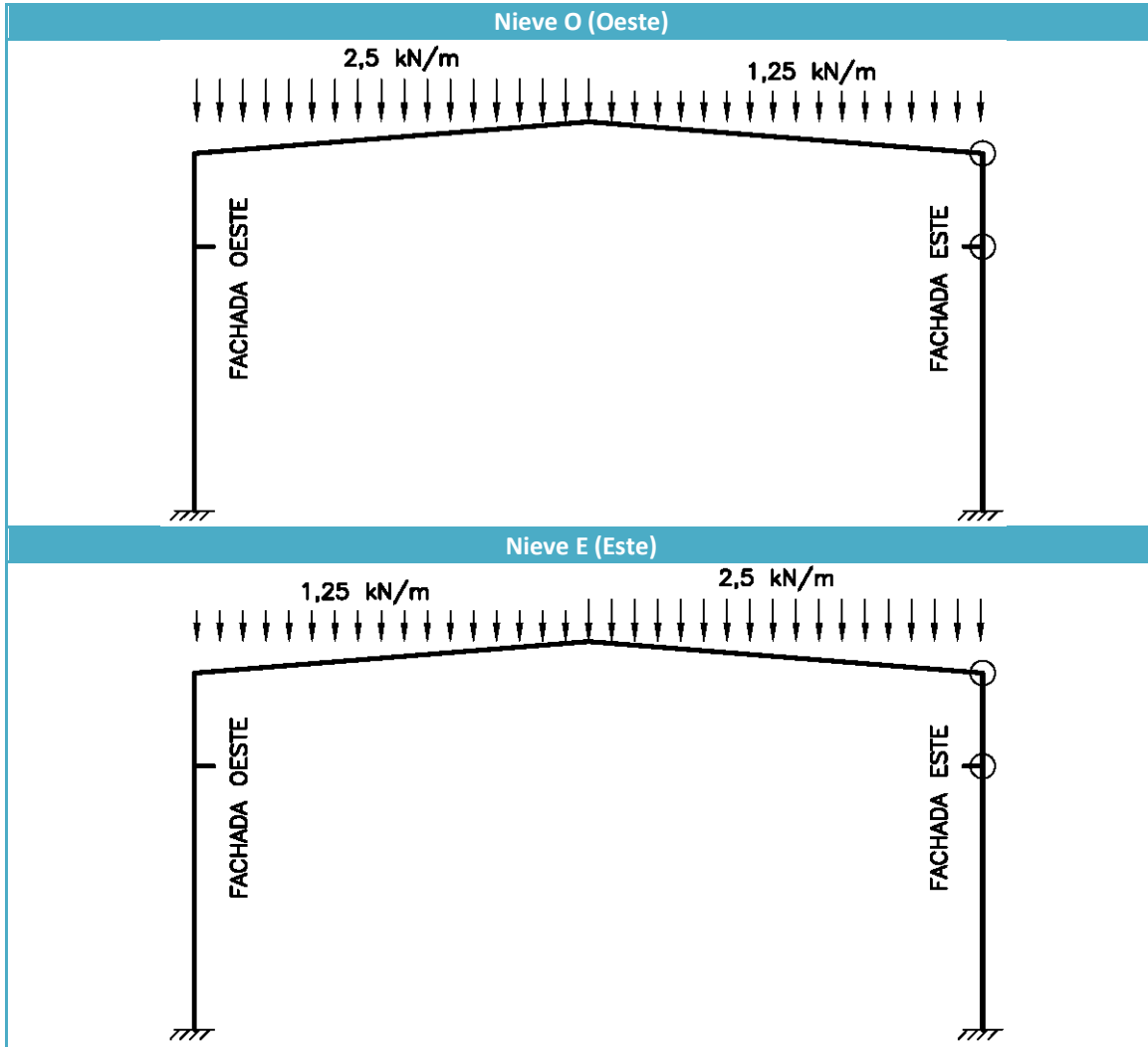
14.3.6 Nieve

Se considera una carga de nieve (máxima) en cubierta de: $-0,50 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Nieve	0,50	2,50

Se ha considerado, la posibilidad de concentración de la carga de nieve en ambos faldones simultáneamente y la posibilidad de concentración de la sobrecarga de nieve solamente en uno de los faldones. En las siguientes imágenes se observan las condiciones de carga consideradas:





Además de las cargas transmitidas por la celosía soportes del pórtico especial.

14.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_DINTEL	PP_PGREC	SC_CUB	SC_PG_O_FO	V1P	NIEVE OE
PP_PILAR	PP_CORREA_CUB		SC_PG_O_FE	V1S	NIEVE O
PP_MÉNSULA	PP_CORREA_FAC		SC_PG_E_FO	V2P	NIEVE E
	PP_VCARRIL		SC_PG_E_FE	V2S	
				V3P	
				V3S	
				V4P	
				V4S	

Donde:

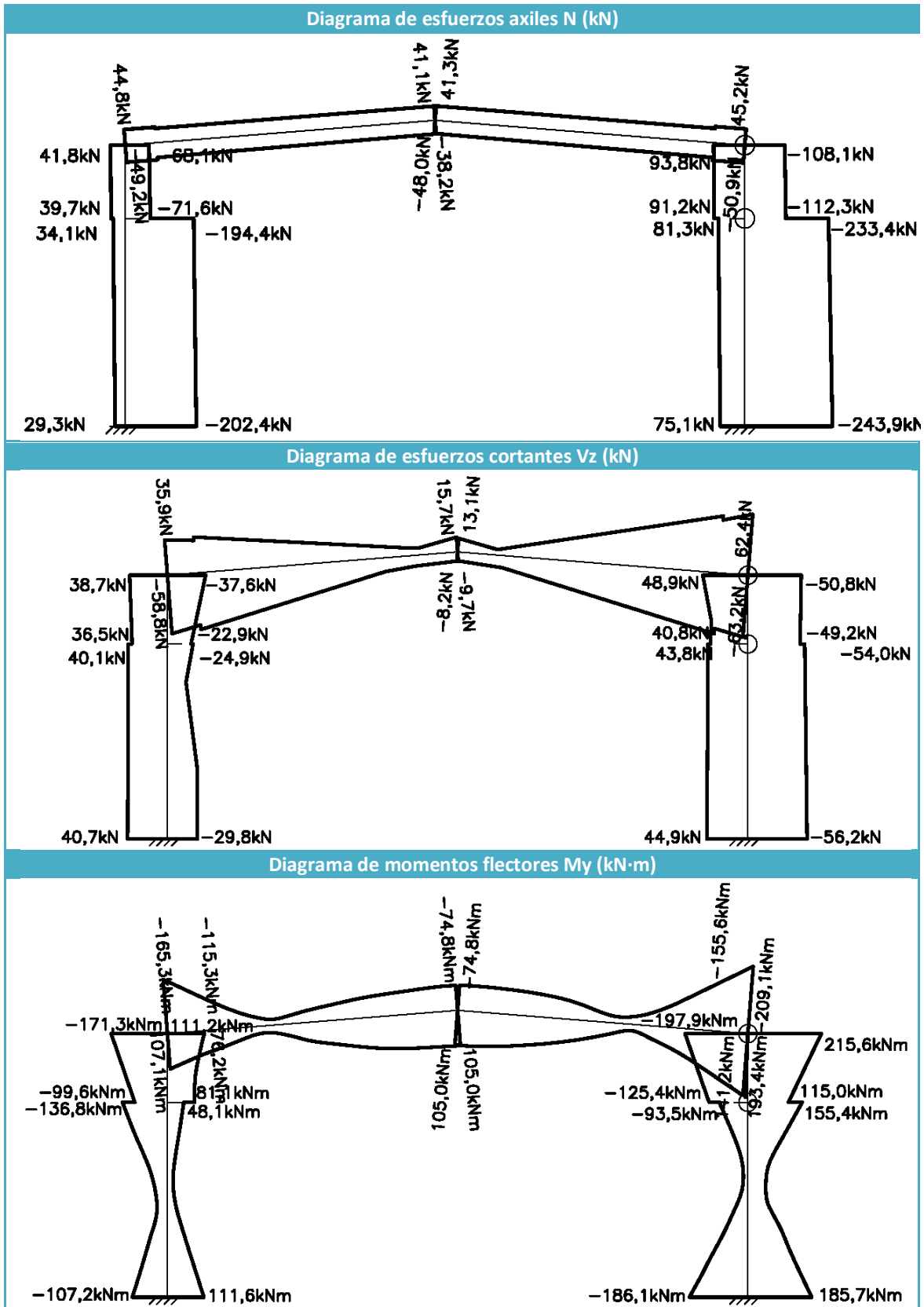
- La sobrecarga de cubierta es no concomitante con el resto de acciones variables
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

14.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

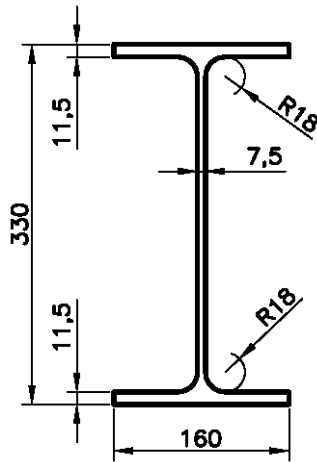
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos, para dintel y pilares de esquina:



14.4.2 Características de la sección: Dintel

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-330 son:



$$A = 62,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 11.770 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 788 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 26,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 713 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 804 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 98,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 154 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 13,70 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,01 \text{ cm}$$

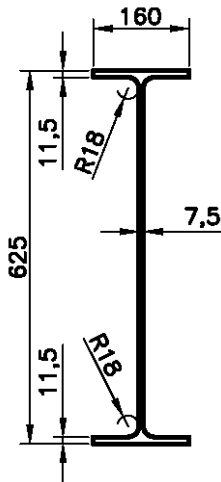
$$i_{f,z} = 4,01 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,4817 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 398kN (como es el caso).

14.4.3 Características de la sección: Cantonera dintel

Simplificadamente, la sección se considera según la siguiente imagen, con las siguientes características geométricas y mecánicas:



$$A = 84,73 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 50.720 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 789 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 1.623 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 1.891 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 98,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 157,6 \text{ cm}^3$$

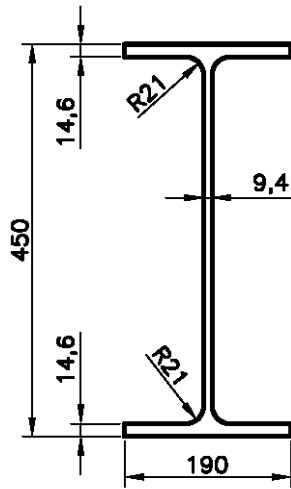
$$i_y = 24,47 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,05 \text{ cm}$$

Para los esfuerzos a los que se encuentra sometida la barra, la sección es de clase 1.

14.4.4 Características de la sección: Pilar (Este)

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-400 son:

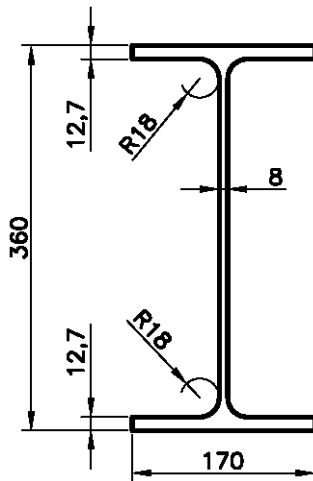


$$\begin{aligned}
 A &= 84,5 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 23.130 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 1.320 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 48,3 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 1.160 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 1.307 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 146 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 229 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 16,5 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,95 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 4,48 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,6504 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 483kN (como es el caso).

14.4.5 Características de la sección: Pilar (Oeste)

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-360 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 72,7 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 16.270 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 1.040 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 37,3 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 904 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 1.019 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 123 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 191 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 15,0 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,79 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 4,28 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,5602 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 435kN (como es el caso).

14.5 Comprobaciones de la secciones

14.5.1.1 Resistencia de la sección a cortante: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a esfuerzos cortantes.

El esfuerzo cortante que se tiene en cuenta para realizar esta comprobación, es el máximo del dintel, para así dar por comprobada también la sección de la cantonera.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + V4P

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{z,Ed} = 63,2 \text{ kN}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 2475 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 374,25 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

14.5.1.2 Resistencia de la sección a cortante: Pilar (Este)

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-400 frente a esfuerzos cortantes.

Las hipótesis pésimas para estas comprobaciones son: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_E_FE + V4P

PP + SC_PG_E_FO + **V3S**

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 2 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 56,1 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 4860 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 734,88 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 3440 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 520,17 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

14.5.1.3 Resistencia de la sección a cortante: Pilar (Oeste)

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a esfuerzos cortantes.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FO + V3P

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{z,Ed} = 40,7 \text{ kN}$$

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 2880 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 435,49 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante el cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia a flexión de la sección

14.5.1.4 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V4P

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 41,26 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 156,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 62,6 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1639,52 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 210,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0252 + 0,7418 \geq 1 \quad 0,7670 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

14.5.1.5 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cantonera

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 + 1/2 IPE-330 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V4P

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 50,71 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 209,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 84,73 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2219,12 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1891 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 495,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0229 + 0,4223 \geq 1 \quad 0,4451 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

14.5.1.6 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar Este

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-400 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + NIEVE OE + SC_PG_E_FE + **V4P**

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 224,71 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 177 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 6,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 84,5 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2213,10 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 342,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 229 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 59,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,1015 + 0,5171 + 0,1069 \geq 1 \quad 0,7255 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

14.5.1.7 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar Oeste

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_E_FO + V3P

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 68,15 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 171,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1904,05 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 1019 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 266,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0358 + 0,6410 \geq 1 \quad \quad \quad 0,6778 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

14.6 Comprobaciones de la barra

14.6.1 Comprobación flexocompresión

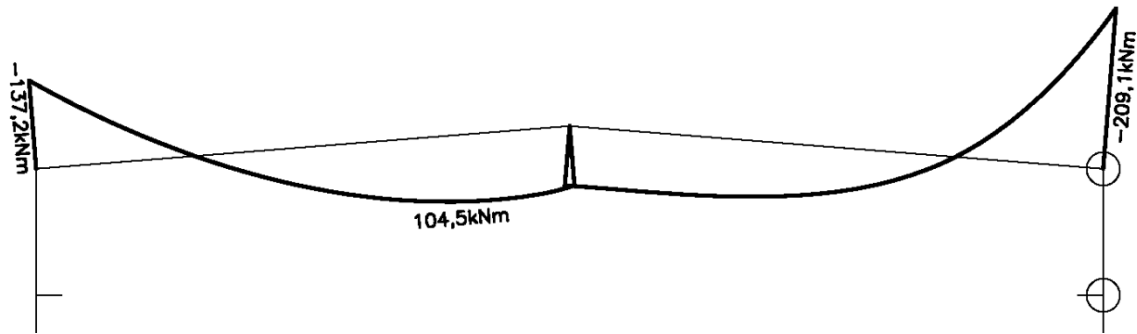
14.6.1.1 Comprobación flexocompresión: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-330 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_O_FE + V4P

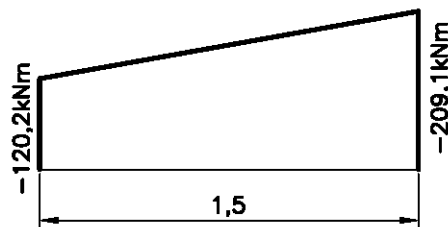
Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje principal de inercia se presenta así:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\alpha = -0,9244) = 0,8395$

Dado que la distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y arriostrada ante pandeo en el eje secundario de inercia y pandeo lateral queda:



Cuantificando los coeficientes:

$$c_{m,LT} = (\alpha = 0,5748) = 0,8299$$

$$C_1 = (\psi = 0,5748) = 1,14$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

$$\text{Tensión límite cálculo: } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2.$$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 41,26 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 156,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 62,6 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 11770 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 788 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 26,5 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 713 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 154 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 98,5 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 4,0099999999999998 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 18 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 18 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 752,92 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 1,5121$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,7810$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,3674$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 1,50 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\alpha_z = 0,34$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 7258,77 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,4870$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,6674$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,8899$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 449,99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1203,98$$

kN·m

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1285,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,4148$$

$$\text{Donde: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0,6225$$

El factor de reducción ante pandeo lateral se obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,9202$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,4998$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,8299$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1639,52 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0548$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0106$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{y,LT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9976$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0685 + 0,4250 + 0 \leq 1$$

$$0,4935 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0283 + 0,8042 + 0 \leq 1$$

$$0,8325 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

14.6.1.2 Comprobación flexocompresión: Pilar Este

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-400 frente a flexocompresión.

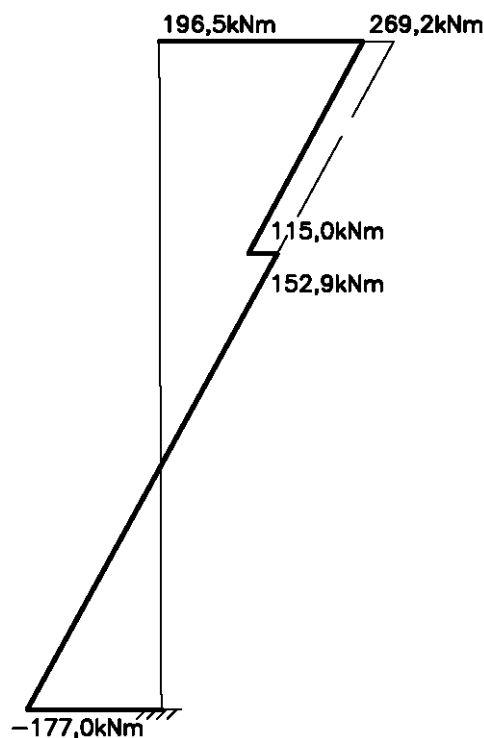
La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + NIEVE OE + SC_PG_E_FE + **V4P**

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

El coeficiente de pandeo para el pilar en su eje principal de inercia resulta de considerar:

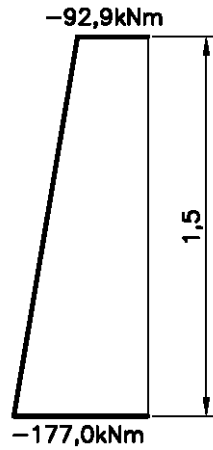
Característica	Pilar	Dintel	Coefficiente pandeo
Sección	IPE-400	IPE-330	$\beta = 1,5473$

Dado que la distribución de momentos a lo largo del pilar Este en su eje principal de inercia se presenta:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\alpha = -0,6575) = 0,4$

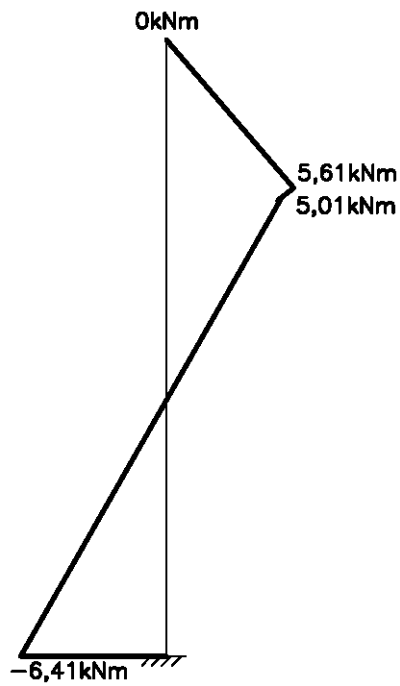
La distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y entre los puntos de arriostramiento queda:



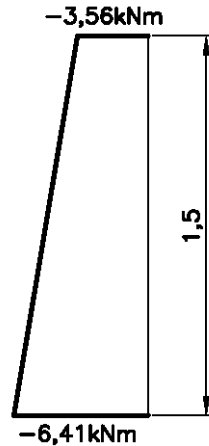
$$c_{m,LT} = (\psi = 0,5249) = 0,8100$$

$$C_1 = (\psi = 0,5249) = 1,14$$

La distribución de momentos a lo largo del pilar Este en su eje secundario de inercia se presenta:



Entre puntos de arriostramiento



Se cuantifica: $c_{m,z} = (\psi = 0,5249) = 1,14$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 224,71 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 177 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 6,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 84,5 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 23130 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 1320 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 48,3 \text{ cm}^4$

$$\text{Módulo resistente "eje y"} W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo resistente "eje y"} W_{el,y} = 1160 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo resistente "eje z"} W_{pl,z} = 229 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo resistente "eje z"} W_{el,z} = 146 \text{ cm}^3$$

$$\text{Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: } i_{f,z} = 4,48 \text{ cm}$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

$$\text{Longitud barra: } L = 8,15 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_y = 1,5473$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje y": } L_{k_y} = L \cdot \beta_y = 12,61 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: } \text{Alfa}_y = 0,21$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR_y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 3014,60 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,8780$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,9566$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,7483$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

$$\text{Longitud barra: } L = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_z = 1$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje z": } L_{k_z} = L \cdot \beta_z = 1,5 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: } \text{Alfa}_z = 0,34$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR_z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 12159,35 \text{ kN}$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,4372$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,6359$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,9111$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5$ m

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 786,28 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 2444,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 2568,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,3741$$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

$$\text{El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 1$$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,4$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 0,8222$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,81$

Coefficientes de interacción

$$\text{Resistencia a compresión de la sección: } N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2213,10 \text{ kN}$$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0920$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0306$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9913$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,1357 + 0,2259 + 0,0543 \leq 1$$

$$0,4159 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,1114 + 0,5126 + 0,0906 \leq 1$$

$$0,7146 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

14.6.1.3 Comprobación flexocompresión: Pilar Oeste

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a flexocompresión.

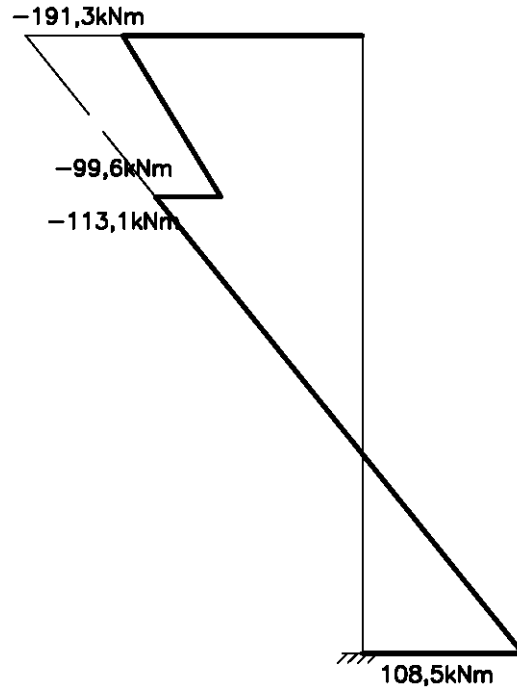
La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NIEVE OE** + SC_PG_E_FO + V3P

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

El coeficiente de pandeo para el pilar en su eje principal de inercia resulta de considerar:

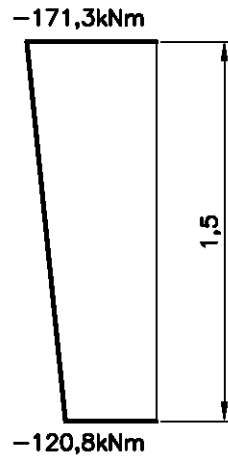
Característica	Pilar	Dintel	Coefficiente pandeo
Sección	IPE-360	IPE-330	$\beta = 1,4620$

Dado que la distribución de momentos a lo largo del pilar Oeste en su eje principal de inercia se presenta:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\psi = -0,4762) = 0,4095$

La distribución de momentos en la zona con máximo momento flector, y entre los puntos de arriostramiento queda:



$$c_{m,LT} = (\psi = 0,7052) = 0,8821$$

$$C_1 = (\psi = 0,7052) = 1,14$$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 68,15 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 171,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 72,7 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 1040 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 37,3 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 904 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 191 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 123 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 4,28 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 8,15 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1,462$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 11,92 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\alpha_y = 0,21$

Axil crítico: $N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y = 2375,18 \text{ kN}$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,9175$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,9962$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,7223$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 1,5$ m

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 1,5$ m

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\text{Alfa}_z = 0,34$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 9580,10 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 0,4568$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0,6480$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,9029$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5$ m

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 613,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1738,99$
kN·m

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1843,98$ kN·m

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,3898$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,4095$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,8821$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1904,05$ kN

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0355$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0124$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{y,LT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9971$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0495 + 0,2722 + 0 \leq 1$$

$$0,3218 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0396 + 0,6402 + 0 \leq 1$$

$$0,6798 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

14.6.1.4 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Este alero

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-400 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V4P

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

$$\text{Axil compresión: } N_{Ed} = 50,71 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector: } M_{y,Ed} = 209,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El canto del dintel (aprox) es de: $h = 0,610 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 368,21 kN

Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

$$\text{Tensión límite elástico: } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tensión límite elástico de referencia: } f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Módulo elástico: } E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Coeficiente de seguridad del material: } \gamma = 1,05$$

$$\text{Altura del alma: } d = 331 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor del alma: } t = 8,6 \text{ mm}$$

$$\text{Factor de reducción: } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 38,49 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 368,21 \text{ kN}$

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 85,7 mm

Espesor rigidizador: 12 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_s = 583,2 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{s,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 15,79 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $35,27 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $360,81 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: $26,48 \text{ cm}$

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 106651 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0954$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4789$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 970,03 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

Además, queda comprobada la expresión:
$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}\right)} \leq 1,4$$
 Ya que:
$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

14.6.1.5 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Este ménsula

La ménsula de la viga carril, del puente grúa, transmite al pilar un momento flector que actúa como cargas puntuales sobre el pilar, de valor:

La ménsula, transmite al pilar un axil y un momento de los siguientes valores:

Axil compresión: $N_{Ed} = 17,8 \text{ kN}$

Momento flector: $M_{y,Ed} = 104,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El canto de la ménsula (aprox) es de: $h = 0,315 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 340,01 kN

Tal como se ha indicado en la comprobación anterior para 12mm de espesor de rigidizador la resistencia ante carga de compresión puntual es de: $F_{b,Rd} = 970,03 \text{ kN}$ con lo que queda comprobada la barra

14.6.1.6 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Oeste alero

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-360 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **NOE** + SC_PG_E_FO + V3P

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

Axil compresión: $N_{Ed} = 47,33 \text{ kN}$

Momento flector: $M_{y,Ed} = 165,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El canto del dintel (aprox) es de: $h = 0,610 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 294,68 kN

Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: IPE-360 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235 \text{ N} / \text{mm}^2$

Módulo elástico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: $d = 298,6 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t = 8 \text{ mm}$

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 37,33 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 294,68 \text{ kN}$

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 12 mm

Espesor rigidizador: 12 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_s = 491,3 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{s,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 11,4662 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $32,23 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $274,92 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: $23,89 \text{ cm}$

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 99855 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0942$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4785$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 886,39 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

14.6.1.7 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar Oeste ménsula

La ménsula de la viga carril, del puente grúa, transmite al pilar un momento flector que actúa como cargas puntuales sobre el pilar, de valor:

La ménsula, transmite al pilar un axil y un momento de los siguientes valores:

$$\text{Axil compresión: } N_{Ed} = 17,8 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector: } M_{y,Ed} = 104,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El canto de la ménsula (aprox) es de: $h = 0,315 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: $340,01 \text{ kN}$

Tal como se ha indicado en la comprobación anterior para 12mm de espesor de rigidizador la resistencia ante carga de compresión puntual es de: $F_{b,Rd} = 886,39 \text{ kN}$ con lo que queda comprobada la barra

14.7 Desplazamientos

Sobre el pórtico especial, se producen desplazamientos verticales y horizontales provocados por peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso en cubierta, sobrecarga de uso de puente grúa, viento y nieve.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un

piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: $L/300$ "

En el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural, se recoge: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que: $L/250$ "

14.7.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Se realiza la siguiente combinación, en vez de la combinación casi permanente. Debido a que la combinación frecuente representa efectos reversibles y la casi permanente representa acciones de larga duración. En cualquier caso, este criterio resulta conservador, en cuanto al dimensionado de la estructura:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

14.7.2 Desplazamientos: Verticales en cumbre

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-14,291
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-26,976
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	1,906
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-1,833
Viento (valor máximo)	54,579
Viento (valor mínimo)	-36,372
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-33,613

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: -33,576mm

Lo que supone un: $L/536$ de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de $L/300$.

14.7.3 Desplazamientos: Horizontales en alero

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-2,579
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-4,821
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	12,093
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-11,933
Viento (valor máximo)	21,845
Viento (valor mínimo)	-9,549
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	

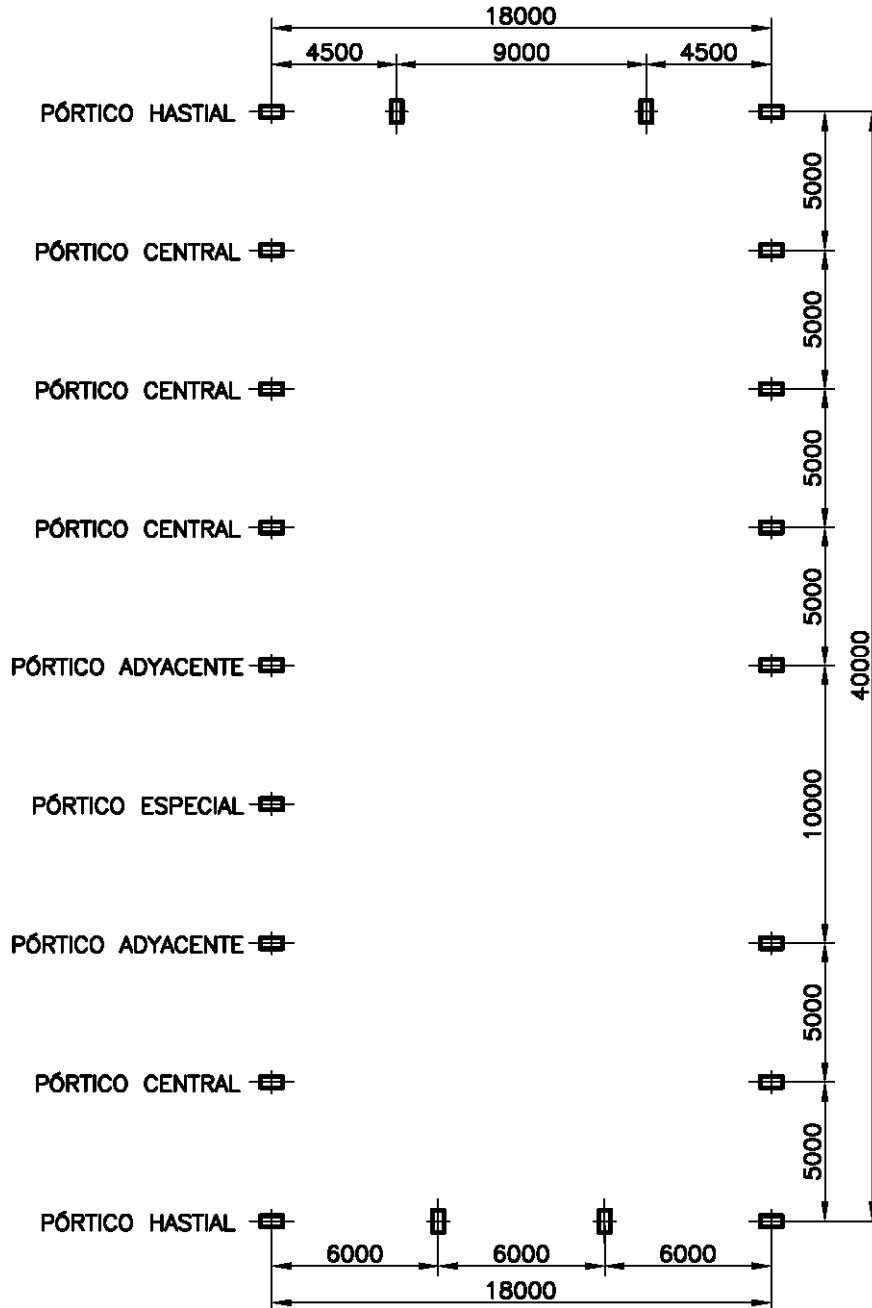
El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: -15,599mm

Lo que supone un: $L/522$ de la altura total del elemento. Desplome inferior a el impuesto de $L/250$.

15 Pórtico hastial: Fachada norte

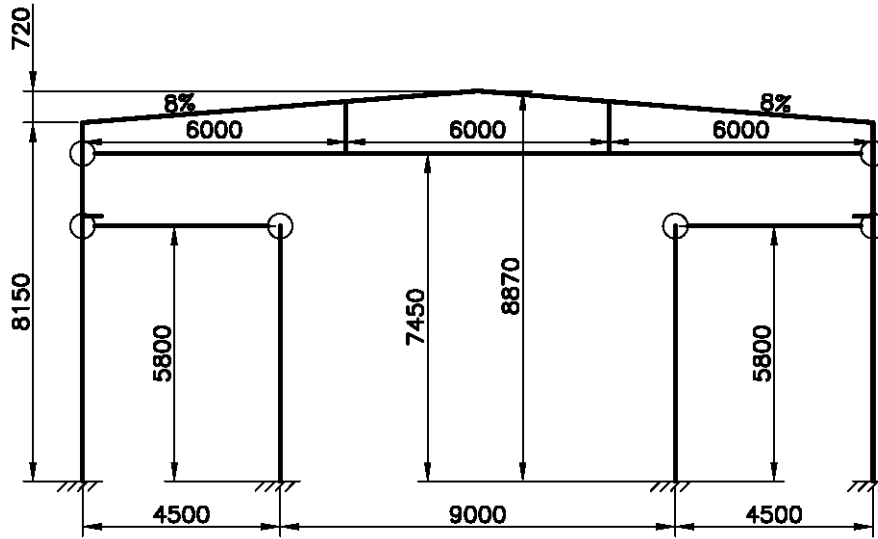
15.1 Introducción

En este capítulo se presentan los cálculos justificativos para el pórtico hastial de la fachada norte del edificio, se puede observar en la siguiente imagen general:



15.2 Geometría y condiciones de contorno

La geometría y condiciones de contorno para este elemento se pueden observar en la siguiente imagen:



Los pilares de esquina estarán empotrados en su base y unidos rígidamente al dintel en su extremo superior. La jácena que soportará el cerramiento superior de la fachada estará unido mediante uniones articuladas a los pilares de esquina. Los pilares intermedios de fachada sur estarán empotrados en su base y unidos, mediante una articulación, al cabecero de la puerta que soportará la guía retráctil de la misma

15.3 Acciones

15.3.1 Peso propio

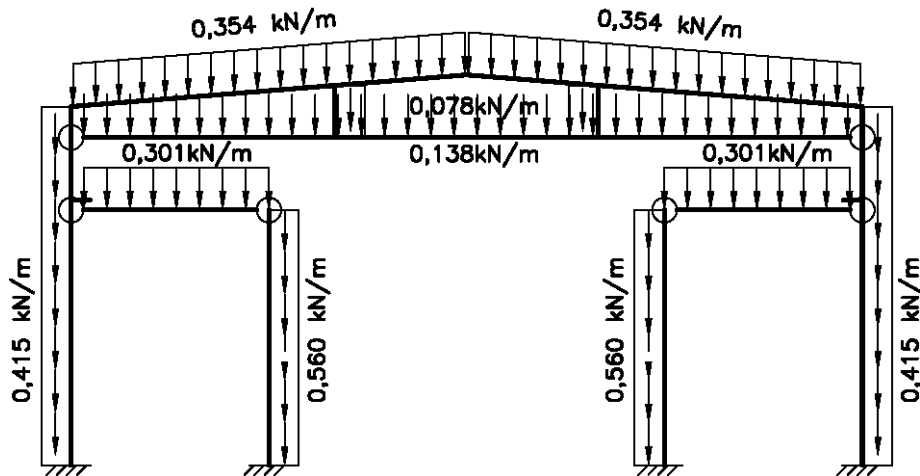
La acción del peso propio se desglosa en los siguientes componentes:

- Peso propio dintel
- Peso propio pilares esquina
- Peso propio ménsula
- Peso propio pilares intermedios fachada
- Peso propio jácena entre pilares esquina
- Peso propio cabecero puerta corredera

Los valores de estos pesos propios son:

Peso propio	Carga (kN/m)
Dintel (IPE-270)	0,3541
Pilar esquina(HEA-200)	0,4150
Ménsula (IPE-330)	0,4817
Pilar intermedio(IPE-360)	0,5602
Jácena entre pilares esquina (#120x120x4)	0,1383
Cabecero puerta corredera (IPE-240)	0,3012
Montantes entre dintel y jácena (#90x90x4)	0,1020

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:



15.3.2 Carga permanente

La acción de la carga permanente sobre los elementos del pórtico central, se desglosa en los siguientes componentes:

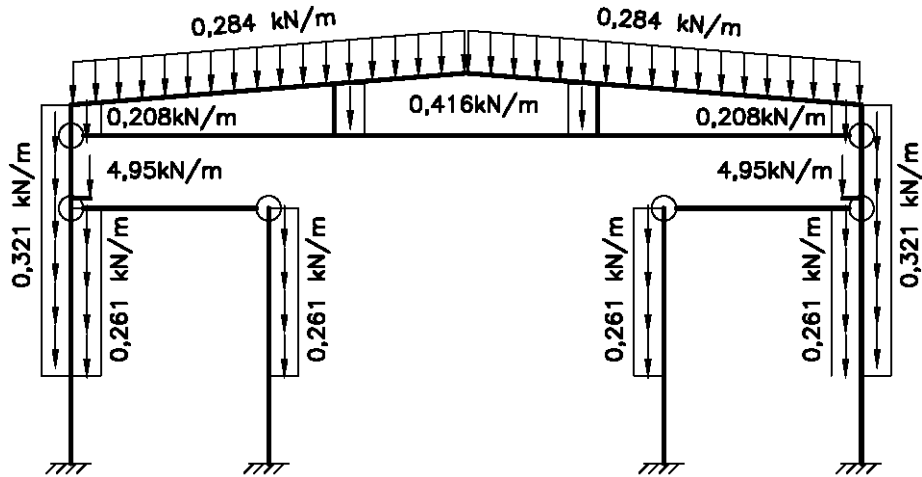
- Peso perfil chapa grecada cubierta
- Peso perfil chapa grecada fachada lateral
- Peso perfil chapa grecada fachada frontal
- Peso correas de cubierta
- Peso correas de fachada lateral
- Peso correas de frontal
- Peso viga carril más carril

El peso del perfil chapa grecada y de las correas se considera una carga uniformemente repartida de los siguientes valores:

Carga permanente	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Perfil chapa grecada cubierta	0,0560	0,14
Perfil chapa grecada fachada lateral	0,0560	0,14
Perfil chapa grecada fachada frontal	0,0560	0,126 / 0,168 / 0,336
Correas de cubierta	0,0576	0,144
Correas de fachada lateral	0,0722	0,181
Correas de fachada frontal	0,0600	0,135 / 0,180 / 0,361

El peso propio transmitido por la viga carril más carril es una carga puntual, que actúa en el extremo de la ménsula de valor: 4,954kN

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

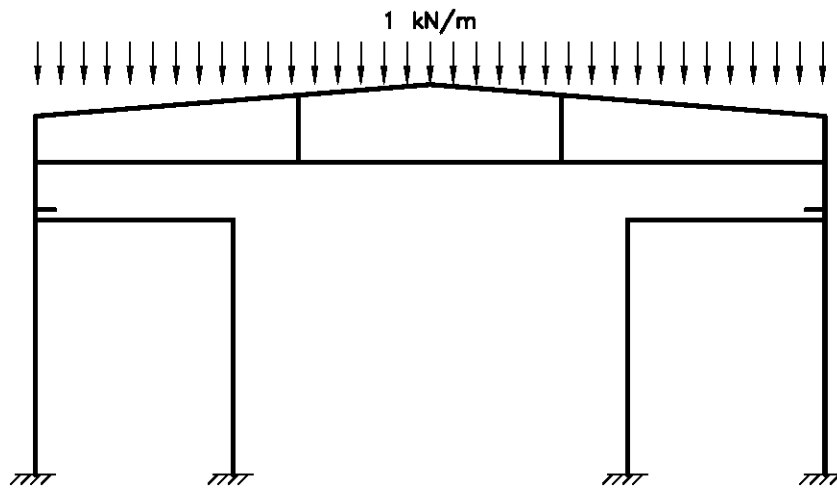


15.3.3 Sobrecarga de uso: Cubierta

Se considera una carga en cubierta de: $-0,40 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en cada uno de los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Sobrecarga de uso	0,40	1,00

El pórtico queda cargado según la siguiente imagen:

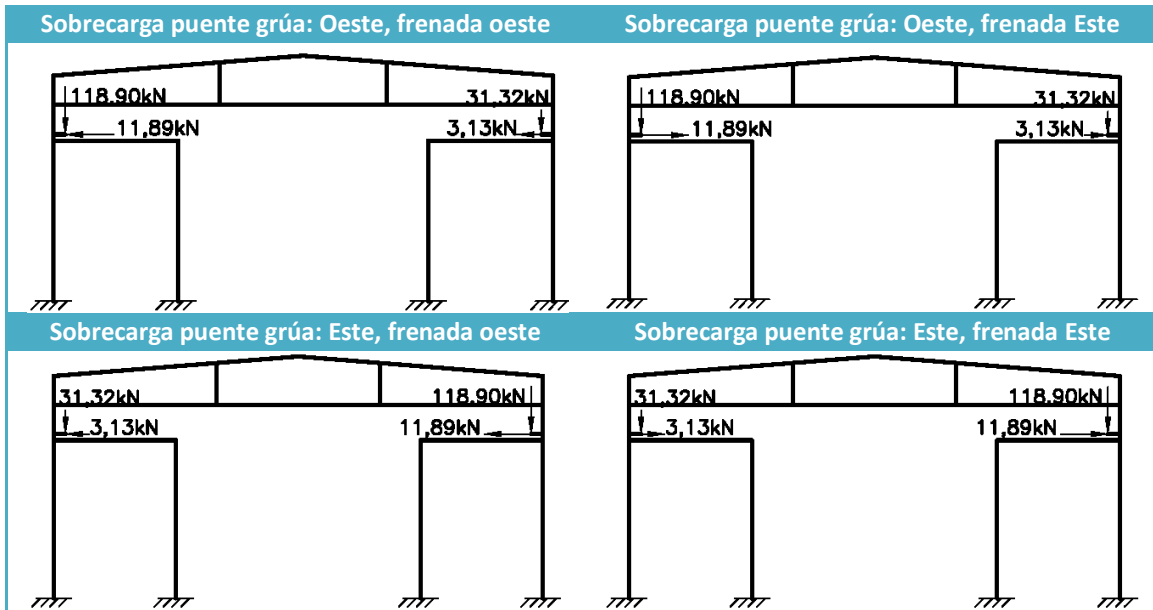


15.3.4 Sobrecarga de uso: Puente grúa

Las acciones transmitidas por el puente grúa a las ménsulas son las siguientes:

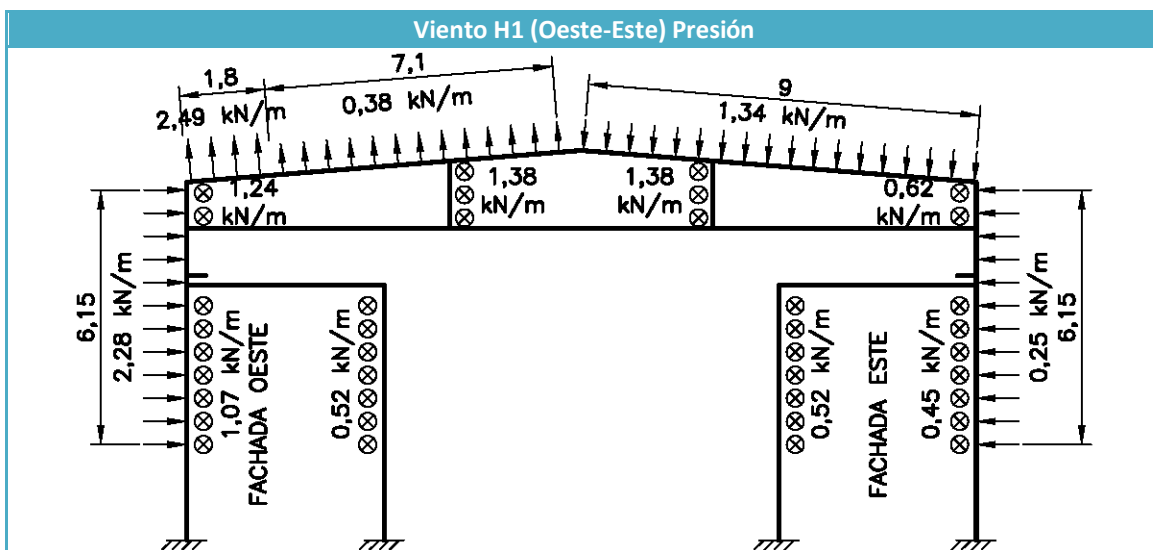
Carga	Acción vertical (kN)	Acción horizontal (kN)
Valor máxima carga	-118,896	+/- 11,8896
Valor mínima carga	-31,323	+/- 3,1323

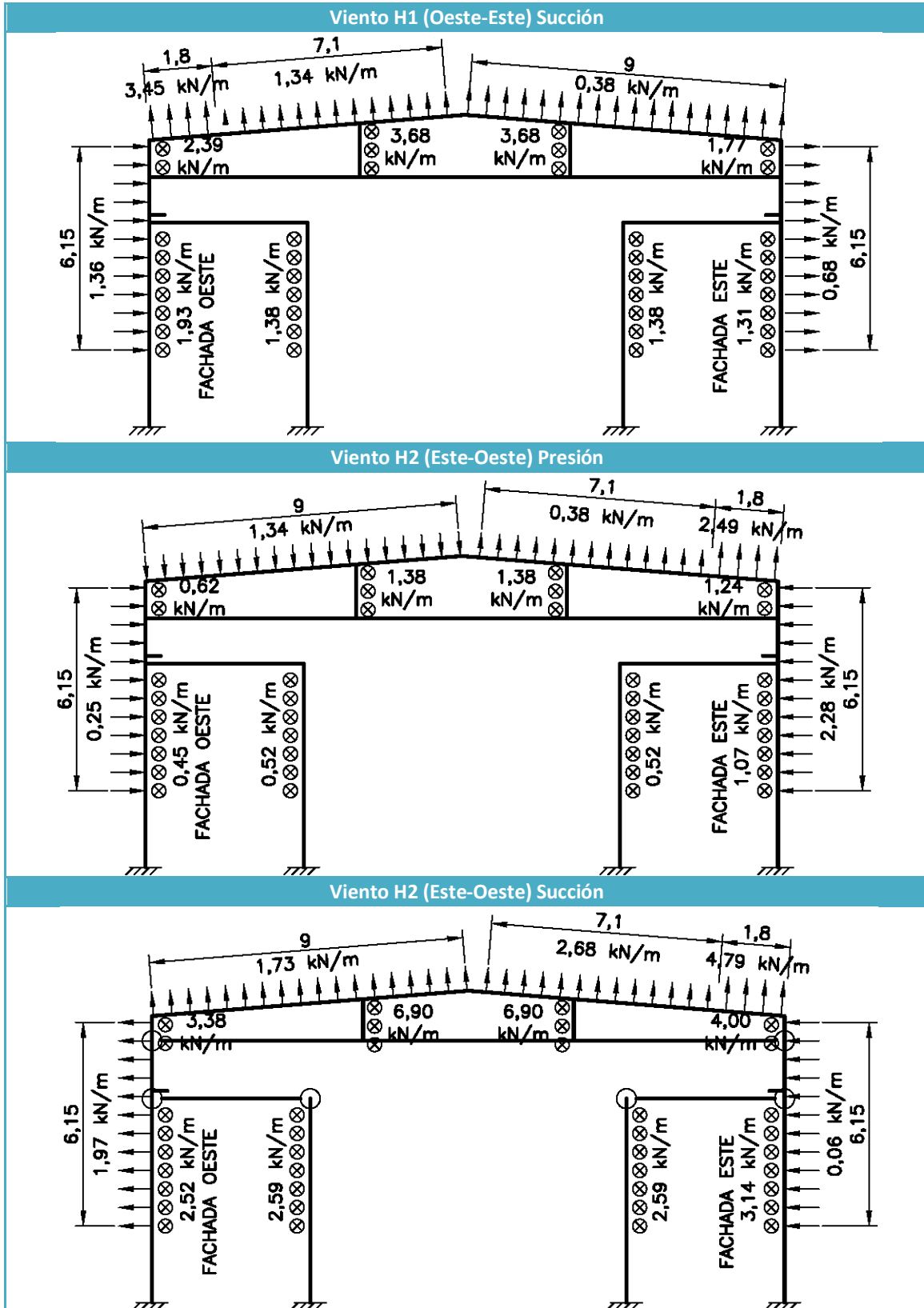
Las situaciones de carga se observan en las siguientes imágenes:

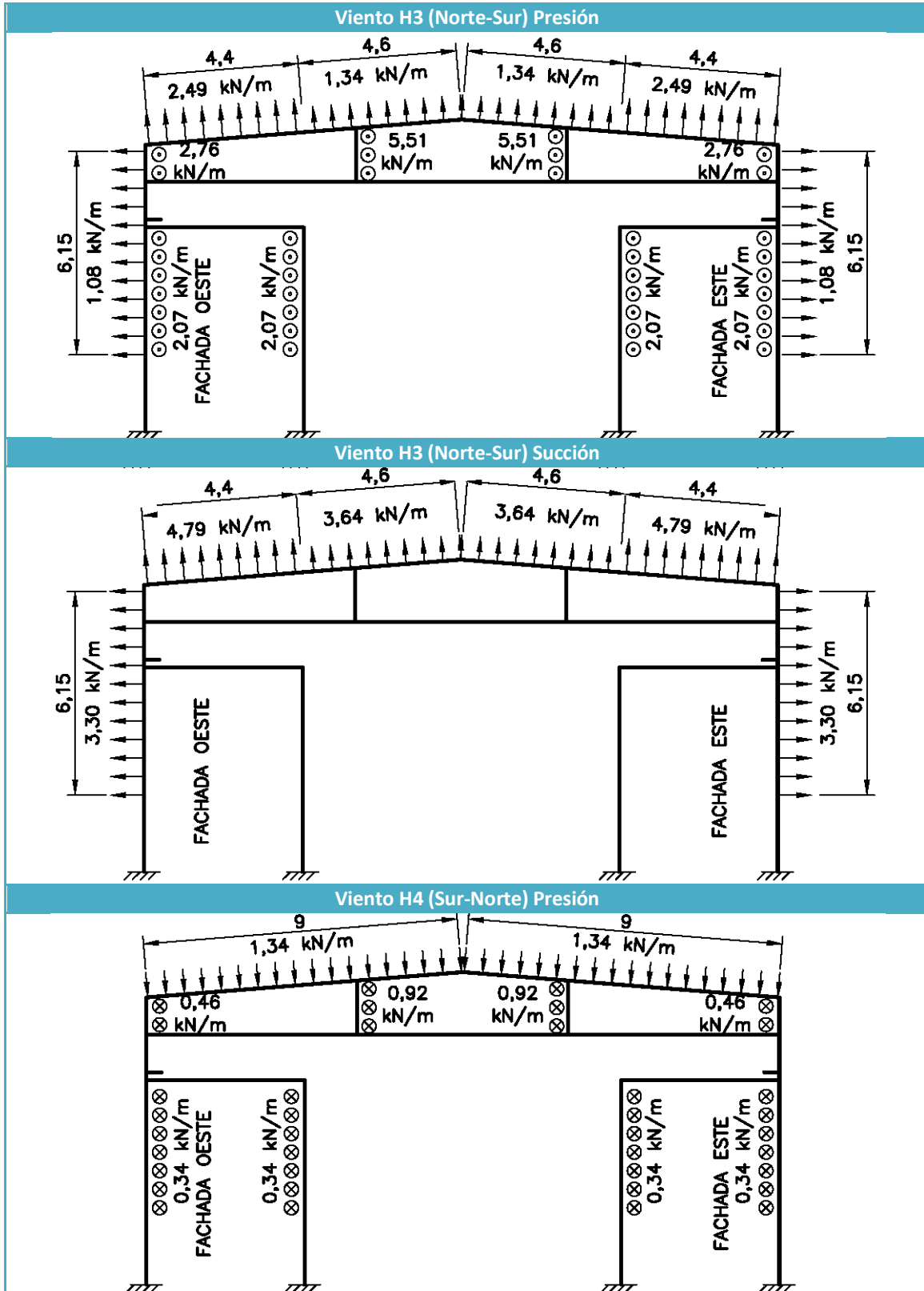


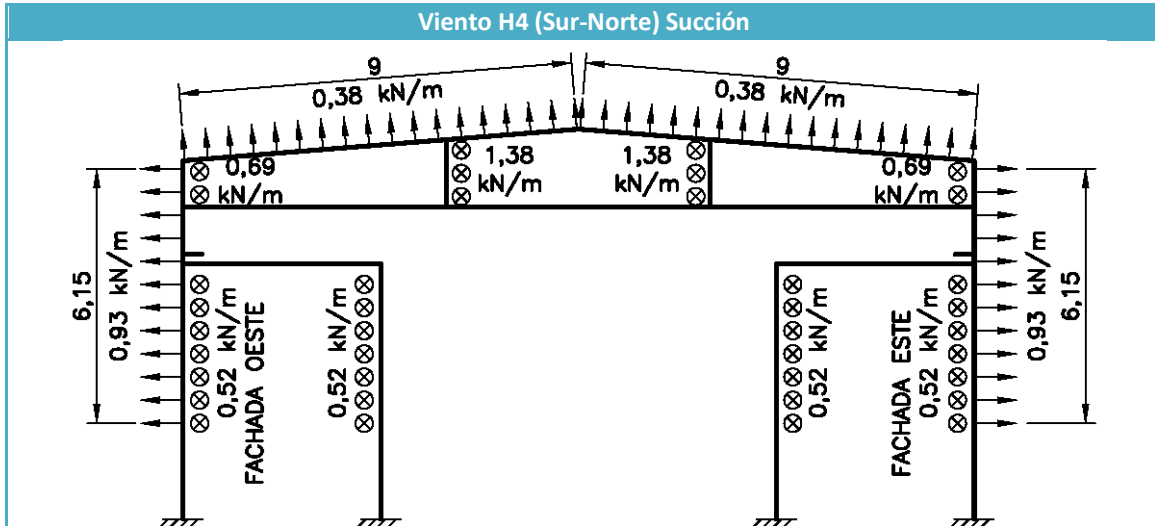
15.3.5 Viento

En las siguientes imágenes se presentan las situaciones de carga para el pórtico hastial de la fachada sur.









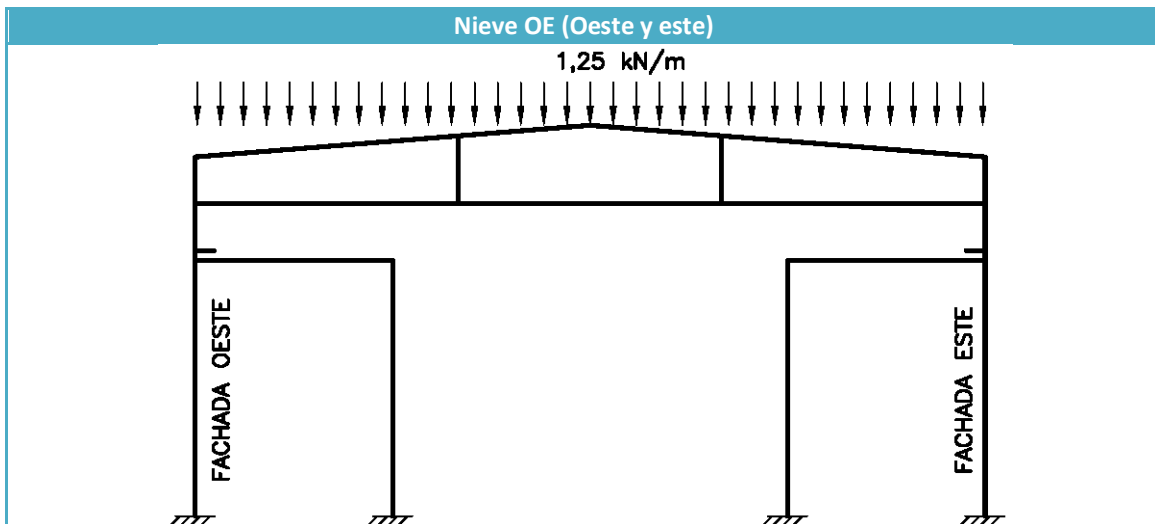
Además de las cargas transmitidas por la puerta corredera

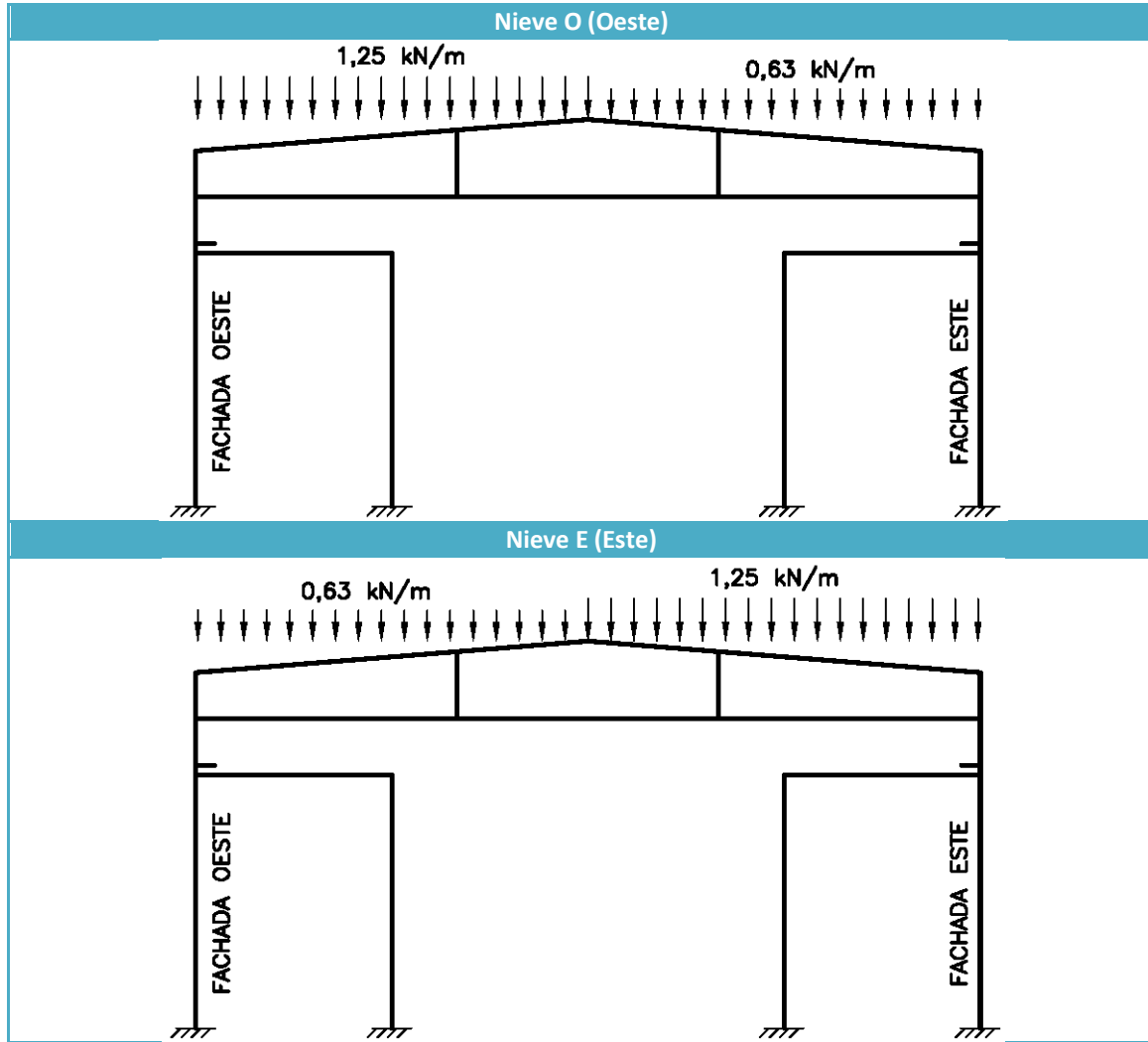
15.3.6 Nieve

Se considera una carga de nieve (máxima) en cubierta de: $-0,50 \text{ kN/m}^2$ (en proyección horizontal) en los faldones del pórtico.

Carga considerada	Carga (kN/m^2)	Carga (kN/m)
Nieve	0,50	1,25

Se ha considerado, la posibilidad de concentración de la carga de nieve en ambos faldones simultáneamente y la posibilidad de concentración de la sobrecarga de nieve solamente en uno de los faldones. En las siguientes imágenes se observan las condiciones de carga consideradas:





15.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_DINTEL	PP_PGREC	SC_CUB	SC_PG_O_FO	V1P	NIEVE OE
PP_PILAR ESQUINA	PP_CORREA_CUB		SC_PG_O_FE	V1S	NIEVE O
PP_PILAR INTERMEDIO	PP_CORREA_FAC		SC_PG_E_FO	V2P	NIEVE E
PP_MÉNSULA	PP_VCARRIL		SC_PG_E_FE	V2S	
PP_JÁCENA				V3P	
PP_CABECERO_PUERTA				V3S	
PP_MONTANTES				V4P	
				V4S	

Donde:

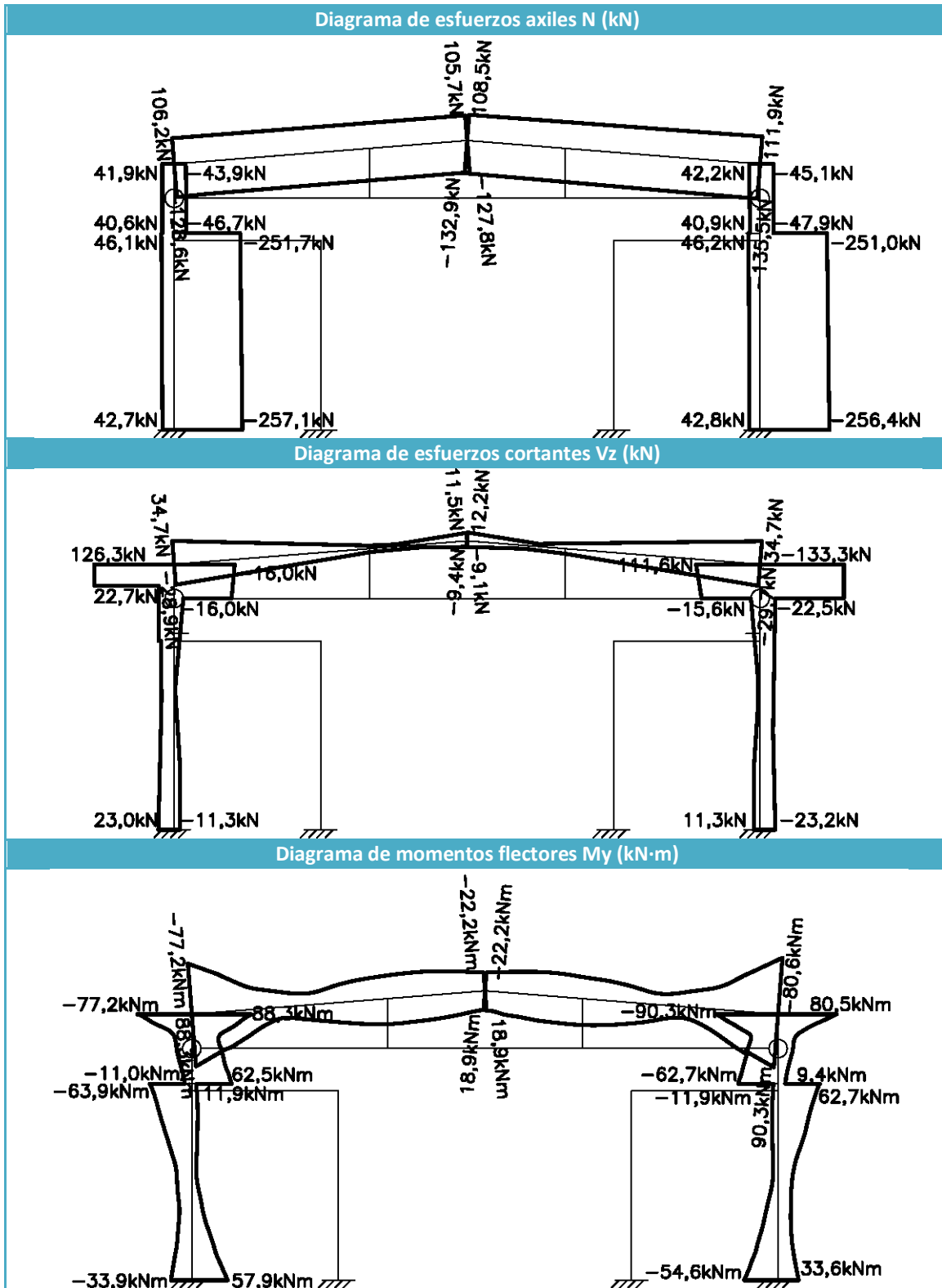
- La sobrecarga de cubierta es no concomitante con el resto de acciones variables
- Las hipótesis de viento son incompatibles entre ellas.

15.4.1 Situación persistente o transitoria

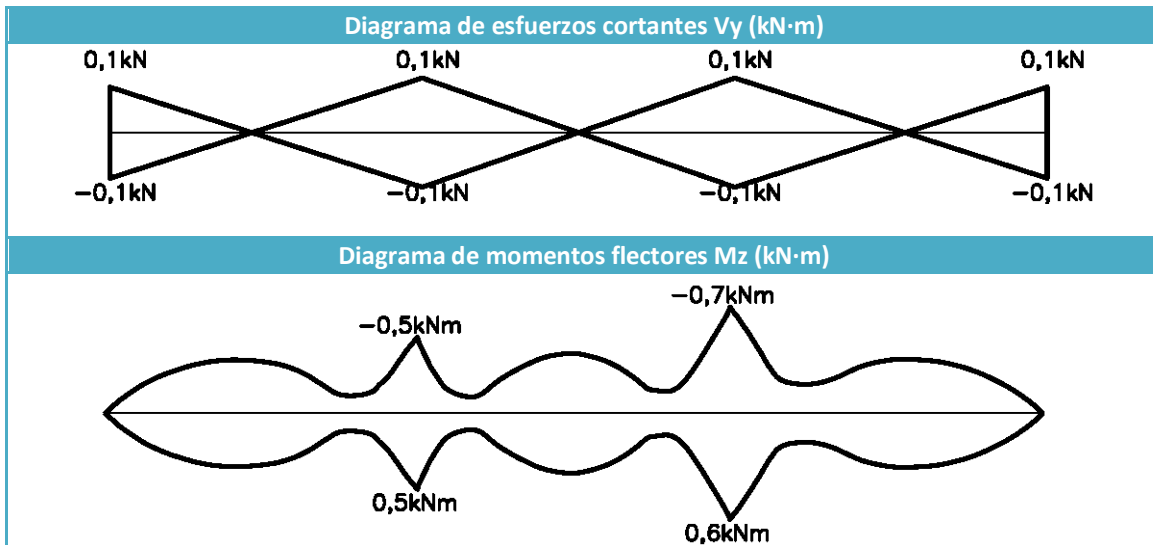
Se realiza la siguiente combinación:

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

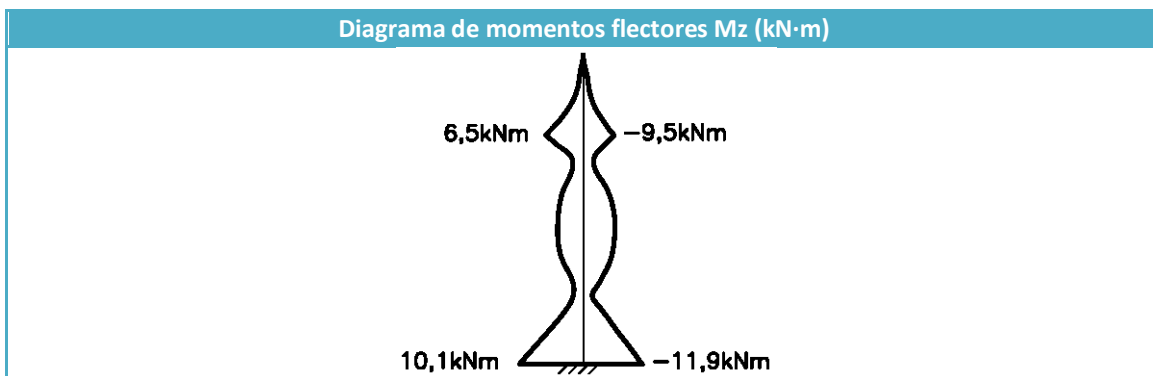
Y se obtienen los siguientes diagramas de esfuerzos, para dintel y pilares de esquina:



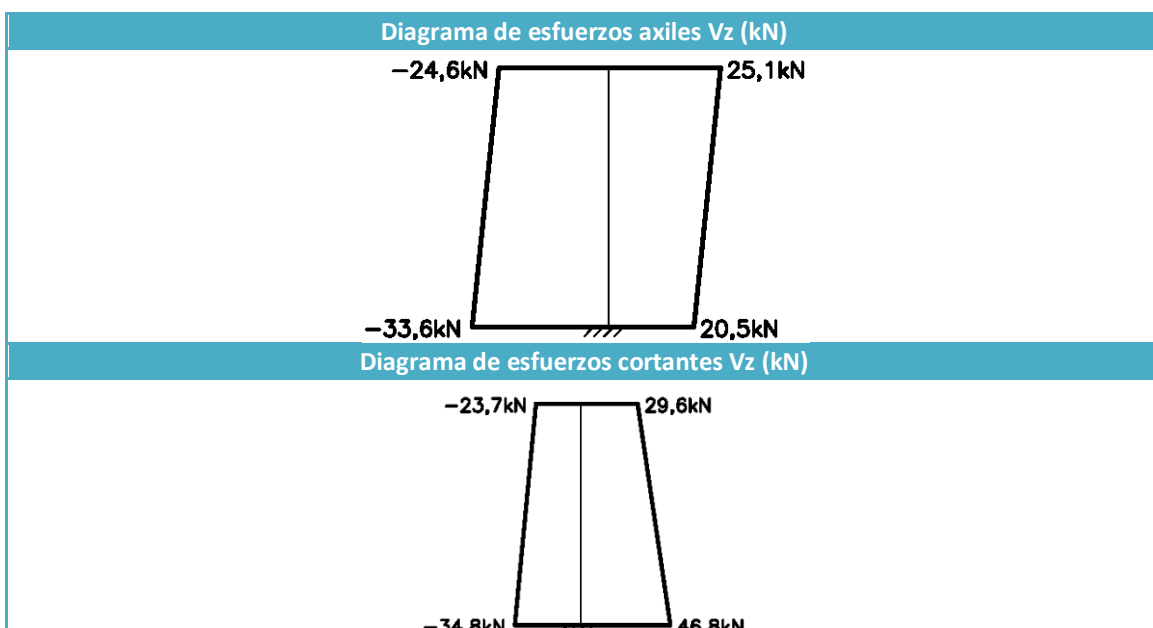
En cuanto al dintel en su eje débil está solicitado por los siguientes cortantes y momentos flectores en SPT:

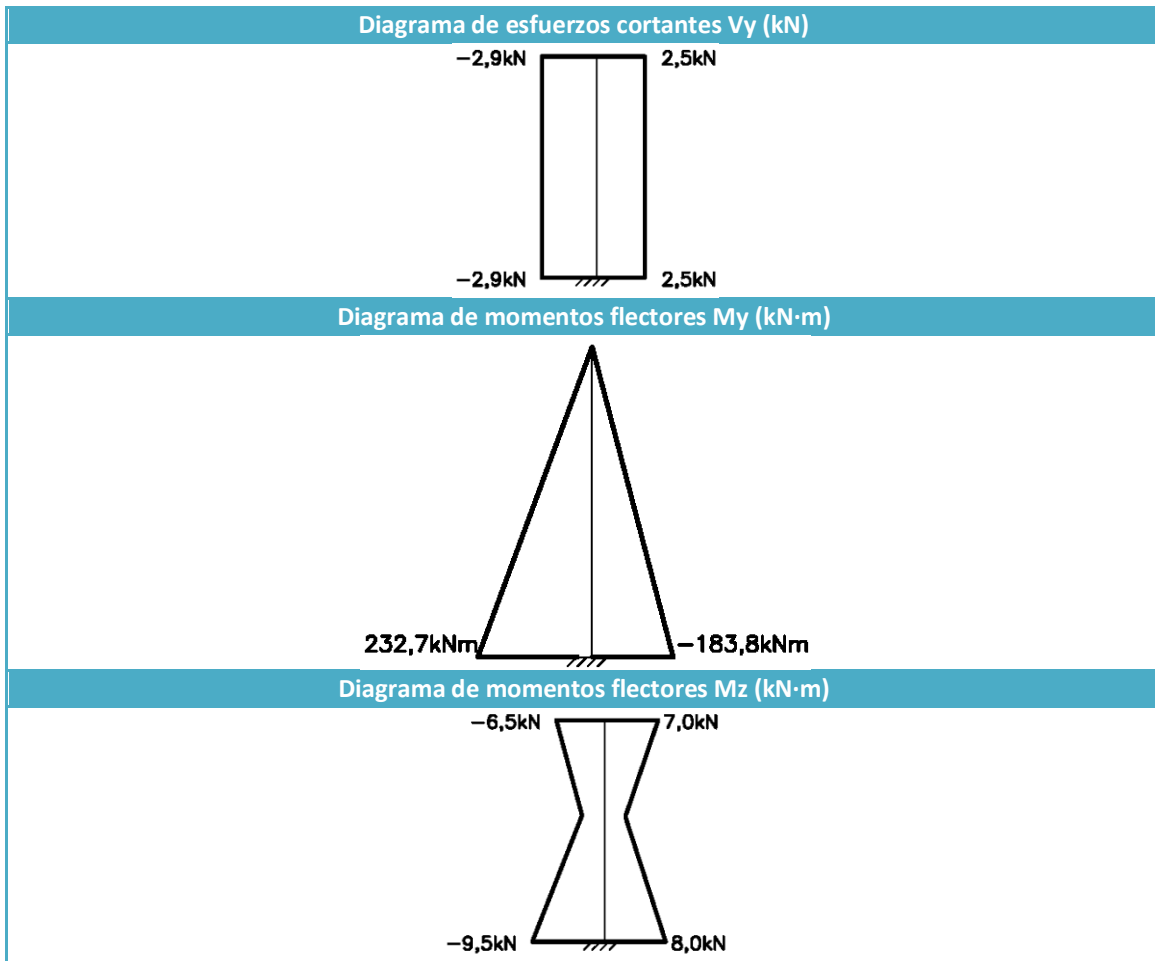


Por otra parte el pilar de esquina de fachada esta solicitado por los siguientes momentos flectores en SPT:



Por otra parte el pilar intermedio de fachada esta solicitado por los siguientes esfuerzos en SPT:





En cuanto a la jácena entre pilares está solicitada por los siguientes esfuerzos en SPT:

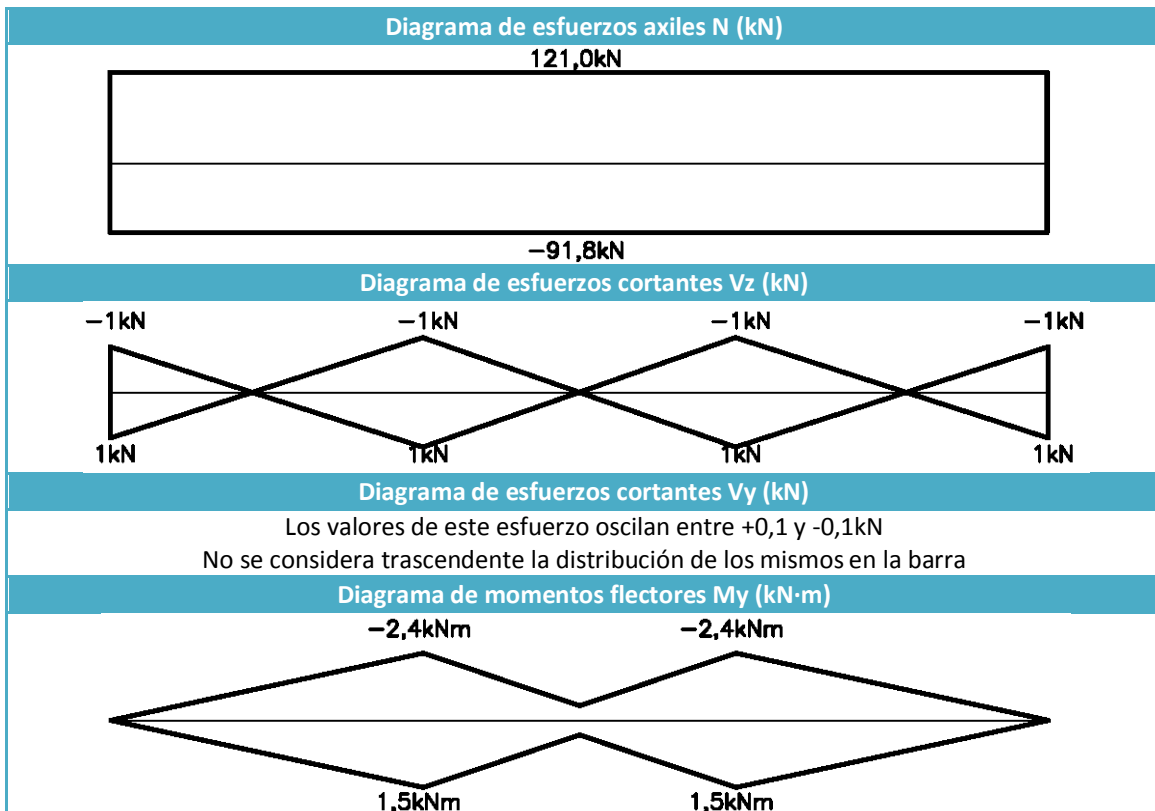


Diagrama de momentos flectores M_y (kN·m)

Los valores de este esfuerzo oscilan entre +0,3 y -0,3kN
 No se considera trascendente la distribución de los mismos en la barra

En cuanto al cabecero de la puerta está solicitado por los siguientes esfuerzos en SPT:

Diagrama de esfuerzos axiles N (kN)



Diagrama de esfuerzos cortantes V_z (kN)

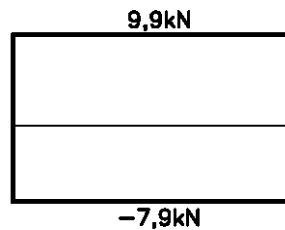


Diagrama de esfuerzos cortantes V_y (kN)

Los valores de este esfuerzo oscilan entre +1,7 y -1,7kN
 No se considera trascendente la distribución de los mismos en la barra

Diagrama de momentos flectores M_y (kN·m)

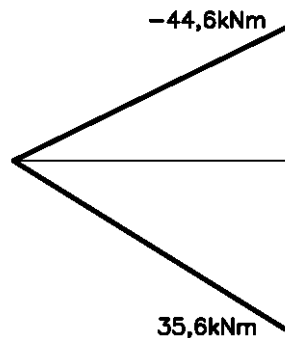


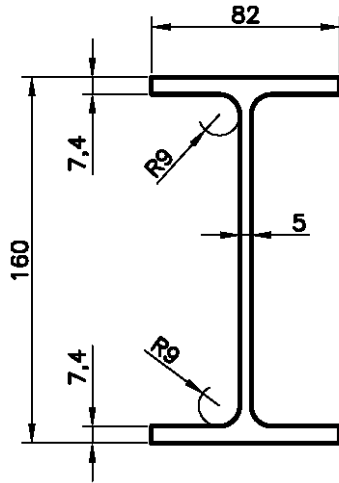
Diagrama de momentos flectores M_z (kN·m)

Los valores de este esfuerzo oscilan entre +3,5 y -3,5kN
 No se considera trascendente la distribución de los mismos en la barra

15.5 Características de la sección

15.5.1 Características de la sección: Dintel

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-270 son:



$$A = 45,9 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 5.790 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 420 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 15,4 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 429 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 484 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 62,2 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 97 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 11,20 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,02 \text{ cm}$$

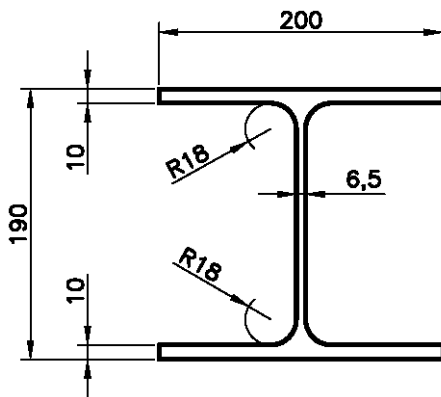
$$i_{f,z} = 3,40 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,3541 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 337kN (como es el caso).

15.5.2 Características de la sección: Pilar esquina

Las características geométricas y mecánicas para el perfil HEA-200 son:



$$A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3.692 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1.336 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 19,2 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 389 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 429,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 134 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 203,8 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 8,28 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,98 \text{ cm}$$

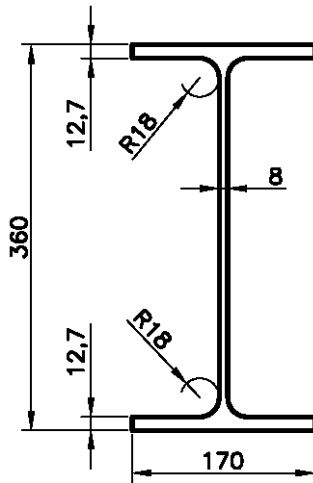
$$i_{f,z} = 5,27 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,4150 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante flexión compuesta.

15.5.3 Características de la sección: Pilar intermedio

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-360 son:



$$A = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 16.270 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1.040 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 37,3 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 904 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 1.019 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 123 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 191 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 15,0 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,79 \text{ cm}$$

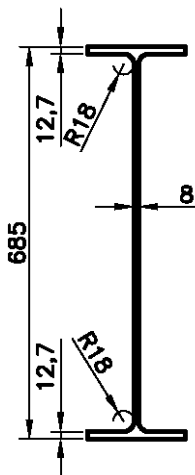
$$i_{f,z} = 4,28 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,5602 \text{ kN / m}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 435kN (como es el caso).

15.5.4 Características de la sección: Pilar intermedio cantonera

Simplificadamente, la sección se considera según la siguiente imagen, con las siguientes características geométricas y mecánicas:



$$A = 98,73 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 70.882 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1.045 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 2.070 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 2.412 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 123 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 196 \text{ cm}^3$$

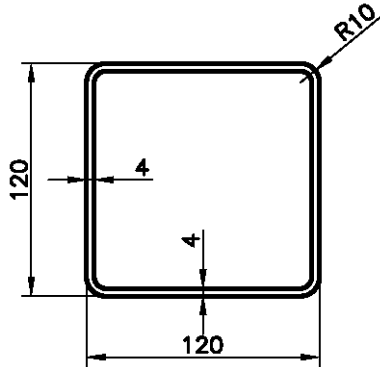
$$i_y = 26,8 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,25 \text{ cm}$$

Para los esfuerzos a los que se encuentra sometida la barra, la sección es de clase 1.

15.5.5 Características de la sección: Jácena entre pilares

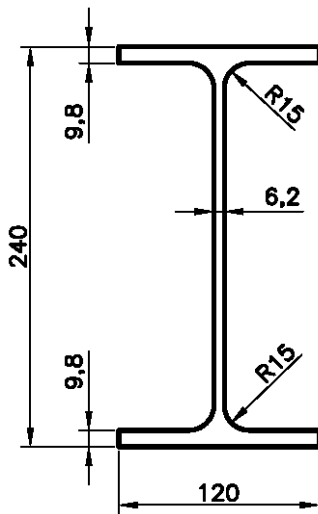
Las características geométricas y mecánicas para el perfil tubo #120x120x4 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 18 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 397 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 397 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 638 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 60,7 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 80,7 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 60,7 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 80,7 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 3,77 \text{ cm} \\
 i_z &= 3,77 \text{ cm} \\
 p &= 0,1383 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

15.5.6 Características de la sección: Cabecero puerta corredera

Las características geométricas y mecánicas para el perfil IPE-240 son:



$$\begin{aligned}
 A &= 39,1 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 3.890 \text{ cm}^4 \\
 I_z &= 284 \text{ cm}^4 \\
 I_t &= 12,0 \text{ cm}^4 \\
 W_{y,el} &= 324 \text{ cm}^3 \\
 W_{y,pl} &= 367 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,el} &= 47,3 \text{ cm}^3 \\
 W_{z,pl} &= 73,9 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 9,97 \text{ cm} \\
 i_z &= 2,69 \text{ cm} \\
 i_{f,z} &= 3,01 \text{ cm (flexión simple)} \\
 p &= 0,3012 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

La sección es de clase 1, tanto ante flexión pura (en ambos ejes) como ante compuesta para axiles inferiores a 321kN (como es el caso).

15.6 Comprobaciones de la secciones

15.6.1.1 Resistencia de la sección a cortante: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 0,9 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 34,8 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 2754 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 416,43 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 1782 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 269,46 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

15.6.1.2 Resistencia de la sección a cortante: Pilar esquina

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-200 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 20,7 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 131,9 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 40000 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 604,84 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 1808 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 273,39 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

15.6.1.3 Resistencia de la sección a cortante: Pilar intermedio

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 2,9 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 46,8 \text{ kN}$$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 4318 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 652,93 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 2880 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 435,49 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección z

$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

15.6.1.4 Resistencia de la sección a cortante: Jácena entre pilares

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: #120x120x4 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$V_{y,Ed} = 0,13 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 1,0 \text{ kN}$$

Respecto a ambos ejes:

El área a cortante es: $A_v = 720 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 108,87 \text{ kN}$

$V_{Rd} > V_{Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante cortante en ambos ejes

$\frac{V_{Rd}}{2} > V_{Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

15.6.1.5 Resistencia de la sección a cortante: Cabecero puerta corredera

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-240 frente a esfuerzos cortantes.

Esta comprobación de la sección ante esfuerzos cortantes se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.4 Resistencia de las secciones a corte del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos cortantes a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$V_{y,Ed} = 1,7 \text{ kN}$

$V_{z,Ed} = 9,9 \text{ kN}$

Respecto al eje y:

El área a cortante es: $A_{Vy} = 2352 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{y,Rd} = 355,65 \text{ kN}$

$V_{y,Rd} > V_{y,Ed}$ Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección y

$\frac{V_{y,Rd}}{2} > V_{y,Ed}$ Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

Respecto al eje z:

El área a cortante es: $A_{Vz} = 1488 \text{ mm}^2$.

La resistencia cortante es: $V_{z,Rd} = 225,00 \text{ kN}$

$V_{z,Rd} > V_{z,Ed}$ Conclusión: Conclusión: La sección es resistente ante cortante en dirección z

$$\frac{V_{z,Rd}}{2} > V_{z,Ed}$$

Conclusión: El cortante no minorará la resistencia de la sección

15.6.1.6 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + V3S

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 96,1 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 90,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 45,9 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1202,14 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 126,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0799 + 0,7124 \geq 1 \qquad 0,7923 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

15.6.1.7 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar esquina

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-200 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + V3S

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 42,2 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 90,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 53,8 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1409,05 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 429,5 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 112,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,0299 + 0,8028 \geq 1 \qquad 0,8327 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

15.6.1.8 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar intermedio

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + **V2S** + NE

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$\text{Axil de cálculo: } N_{Ed} = 20,4 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje y": } M_{y,Ed} = 206,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje z": } M_{z,Ed} = 6,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Área } A = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia a axil de la sección: } N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1904,05 \text{ kN}$$

$$\text{Módulo resistente "eje y" } W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$$

$$\text{Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": } M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 266,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Módulo resistente "eje z" } W_{pl,z} = 191 \text{ cm}^3$$

$$\text{Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": } M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 50,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0158 + 0,7719 + 0,1239 \geq 1 \quad 0,9116 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

15.6.1.9 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Pilar intermedio cantonera

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 + 1/2 IPE-360 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + **V2S** + NE

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

$$\text{Tensión límite elástico material (S 275-JR): } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Coeficiente de seguridad del material: } \gamma_{M0} = 1,05$$

$$\text{Tensión límite cálculo: } f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$\text{Axil de cálculo: } N_{Ed} = 29,6 \text{ kN}$$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 228,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 98,73 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2585,79 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 2412 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 631,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 196 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 51,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0114 + 0,3622 + 0,1461 \geq 1 \quad 0,5197 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

15.6.1.10 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Jácena entre pilares

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: #120x120x4 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + V3S

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 91,34 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 2,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 18 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 471,43 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 80,7 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 21,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,1938 + 0,1069 \geq 1 \quad 0,3007 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

15.6.1.11 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Cabecero puerta corredera

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-240 frente a interacción de esfuerzos.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + **V2S** + NE

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 2,4 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 44,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 3,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 39,1 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1024,05 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 234 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 84,85 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 47,3 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje z": $M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_{yd} = 12,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \geq 1$$

$$0,0023 + 0,5256 + 0,2502 \geq 1 \quad 0,7782 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

15.7 Comprobaciones de la barra

15.7.1 Comprobación flexocompresión - flexotracción

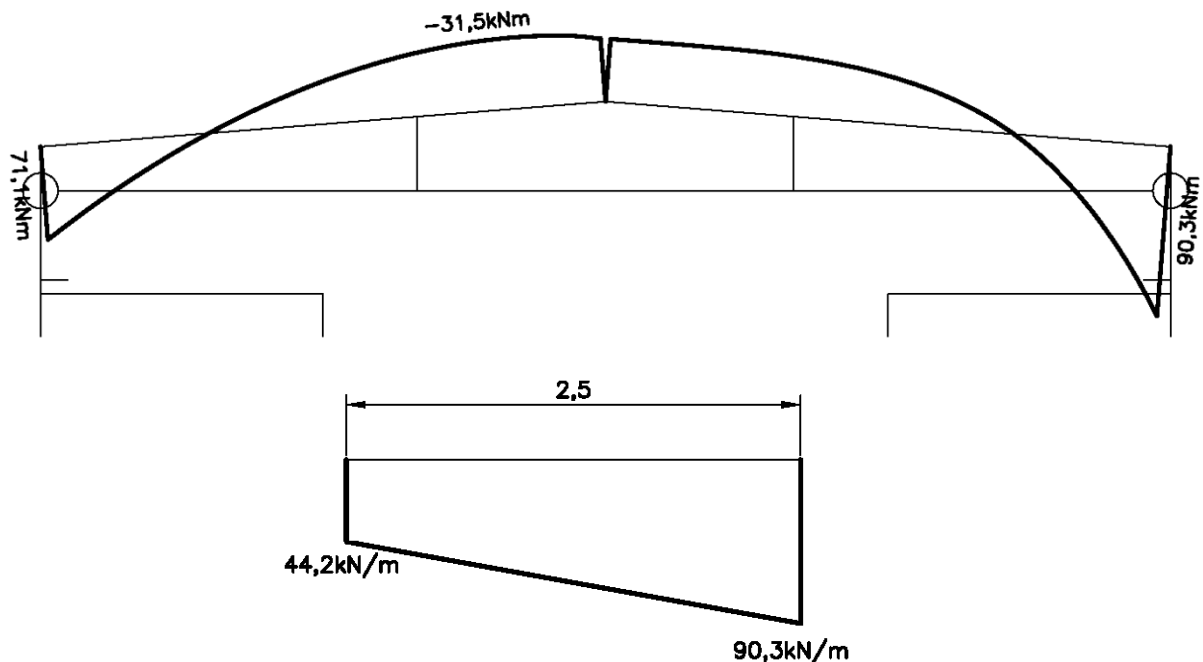
15.7.1.1 Comprobación flexotracción: Dintel

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-270 frente a flexotracción.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + V3S

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje principal de inercia se presenta así:



$$C_1 = (\psi = 0,4895) = 1,32$$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 96,1$ kN

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 90,3$ kN·m

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 45,9$ cm²

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 484$ cm³

Se obtiene así, la tensión de la fibra externa comprimida:

$$\sigma_{com,Ed} = 169,82 \text{ N/mm}^2$$

Siendo el valor de cálculo del momento flector para la comprobaciones ante pandeo lateral de:

$$M_{ef,y,Ed} = 82,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Módulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000$ N/mm²

Módulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000$ N/mm²

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275$ N/mm²

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 82,19$ kN·m

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,32$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5$ m

Módulo torsión de la sección: $I_T = 15,4$ cm⁴

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 420$ cm⁴

Módulo resistente de la sección, respecto eje y: $W_y = 484$ cm³

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 3,4$ cm

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 289,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 603,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 669,11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,4460$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra: $\alpha_{LT} = 0,21$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2] = 0,6253$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,9403$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 119,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

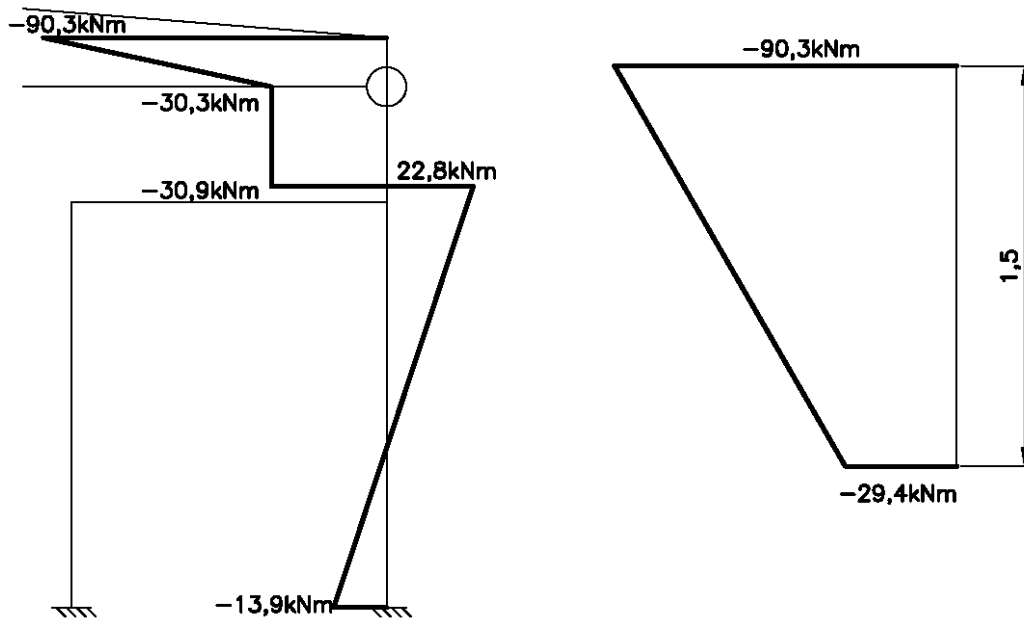
15.7.1.2 Comprobación flexotracción: Pilar esquina

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: HEA-200 frente a frente a flexotracción.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + V3S

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje principal de inercia se presenta así:



$$C_1 = (\psi = 0,3256) = 1,32$$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$\text{Axil de cálculo: } N_{Ed} = 42,2 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje } \gamma": M_{y,Ed} = 90,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Características mecánicas de la sección

$$\text{Área: } A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Módulo resistente "eje } \gamma": W_{pl,y} = 429,5 \text{ cm}^3$$

Se obtiene así, la tensión de la fibra externa comprimida:

$$\sigma_{com,Ed} = 203,97 \text{ N/mm}^2$$

Siendo el valor de cálculo del momento flector para la comprobaciones ante pandeo lateral de:

$$M_{ef,y,Ed} = 87,60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

$$\text{Módulo elasticidad material (S 275-JR): } E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Módulo de rigidez material (S 275-JR): } G = 81000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tensión límite elástico material (S 275-JR): } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Coeficiente de seguridad del material: } \gamma_{M1} = 1,05$$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

$$\text{Momento flector de cálculo: } M_{Ed} = 87,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,32$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

$$\text{Longitud de paneo lateral: } L_C = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Módulo torsión de la sección: } I_T = 19,20 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia de la sección respecto eje z: } I_z = 1340 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo resistente de la sección, respecto eje y: } W_y = 429 \text{ cm}^3$$

$$\text{Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: } i_{f,z} = 5,27 \text{ cm}$$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 578,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1313,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1435,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,2867$$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:
 $\alpha_{LT} = 0,21$

$$\text{Donde: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0,5502$$

$$\text{El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,9806$$

$$\text{La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: } M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 110,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

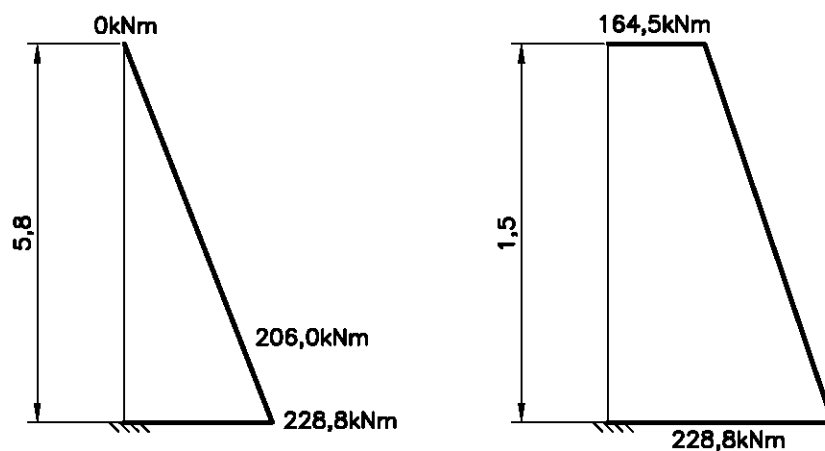
15.7.1.3 Comprobación flexotracción: Pilar intermedio

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-360 frente a flexotracción.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO + NE

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo del dintel en su eje principal de inercia se presenta así:



$$C_1 = (\psi = 0,7189) = 1,14$$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

$$\text{Axil de cálculo: } N_{Ed} = 20,4 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje y": } M_{y,Ed} = 206,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento flector de cálculo "eje z": } M_{z,Ed} = 6,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Características mecánicas de la sección

$$\text{Área: } A = 72,7,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Módulo resistente "eje y" } W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$$

Se obtiene así, la tensión de la fibra externa comprimida:

$$\sigma_{com,Ed} = 203,11 \text{ N/mm}^2$$

Siendo el valor de cálculo del momento flector para la comprobaciones ante pandeo lateral de:

$$M_{ef,y,Ed} = 203,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.2 Pandeo lateral del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Módulo elasticidad material (S 275-JR): $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material (S 275-JR): $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M1} = 1,05$

El momento flector máximo al que queda sometida la sección más desfavorable de la barra es:

Momento flector de cálculo: $M_{Ed} = 203,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

Siendo el valor escogido siempre conservador, lo que sitúa a este cálculo del lado de la seguridad.

Longitud de paneo lateral: $L_C = 1,5 \text{ m}$

Módulo torsión de la sección: $I_T = 37,3 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto eje z: $I_z = 1040 \text{ cm}^4$

Módulo resistente de la sección, respecto eje y: $W_y = 1019 \text{ cm}^3$

Radio de giro (ala comprimida más un tercio del alma comprimida) en eje z: $i_{f,z} = 4,28 \text{ cm}$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 613,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1738,99$

kN·m

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 1843,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,3898$

Al tratarse de un perfil laminado

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1$$

La resistencia ante pandeo lateral de la barra es de: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 266,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La barra es resistente frente a pandeo lateral.

La comprobación de resistencia ante flexotracción queda:

$$\frac{M_{ef,y,Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

$$0,7633 + 0,1240 = 0,8873$$

La barra es resistente frente a flexotracción

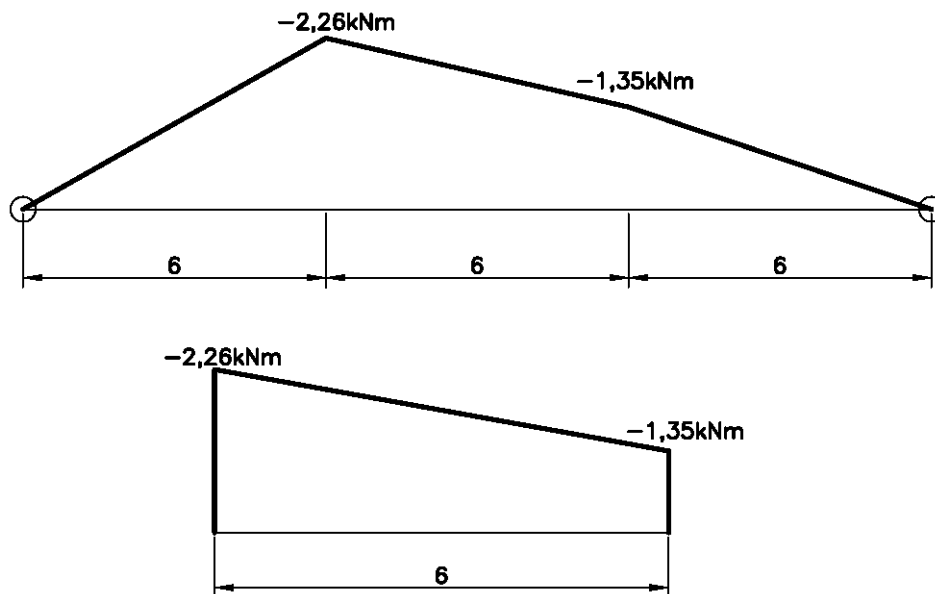
15.7.1.4 Comprobación flexocompresión: Jácena entre pilares

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: #120x120x4 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V3S** + SC_PG_E_FO

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo de la jácena en su eje principal de inercia se presenta:



Se cuantifica: $c_{m,y} = (\psi = 0,5973) = 0,8389$

$c_{m,LT} = (\psi = 0,5973) = 0,8389$

$C_1 = (\psi = 0,5973) = 1,14$

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: #120x120x4 frente a flexocompresión.

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 91,34 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 2,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 18 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 397 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 397 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 638 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 80,7 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 66,2 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 80,7 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 66,2 \text{ cm}^3$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 6 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 6 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0.21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRy} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 228,56 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 1,4716$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 1,7164$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,3847$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 6 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{kz} = L \cdot \beta_z = 6 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\text{Alfa}_z = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 228,56 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 1,4716$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 1,7164$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,3847$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 6 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1,14$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 391,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 391,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,2380$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,8389$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 1$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,8389$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 471,43 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,4030$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,7052$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9145$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,5037 + 0,1258 + 0 \leq 1$$

$$0,6295 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,5037 + 0,0755 + 0 \leq 1$$

$$0,5792 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

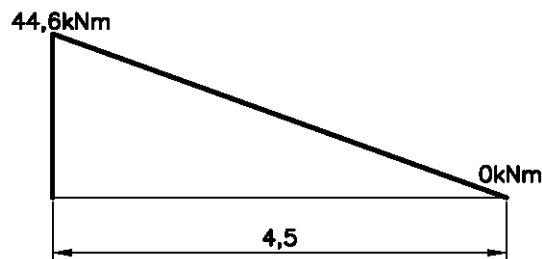
15.7.1.5 Comprobación flexocompresión: Cabecero puerta corredera

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: IPE-240 frente a flexocompresión.

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + **V2S** + SC_PG_E_FO + NE

Antes de comenzar con la comprobación propiamente, se explica cómo se han considerado los coeficientes que intervienen en la misma.

Dado que la distribución de momentos a lo largo de la jácena en su eje principal de inercia se presenta:

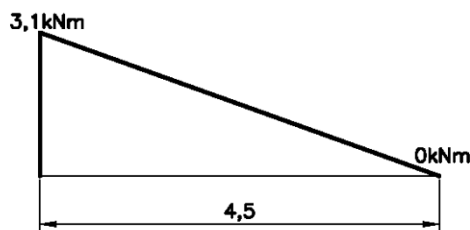


Se cuantifica: $c_{m,y} = (\psi = 0) = 0,6$

$c_{m,LT} = (\psi = 0) = 0,6$

$C_1 = (\psi = 0) = 1,88$

Dado que la distribución de momentos a lo largo de la jácena en su eje secundario de inercia se presenta:



Se cuantifica: $c_{m,z} = (\psi = 0) = 0,6$

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 2,4 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 44,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 3,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 39,1 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 3890 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 284 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 12,0 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{pl,y} = 367 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 324 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{pl,z} = 73,9 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 47,3 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 3,01 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 4,50 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k_y} = L \cdot \beta_y = 4,50 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 3981,47 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,5197$$

$$\text{Donde: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0,6686$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,9181$$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

$$\text{Longitud barra: } L = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente pandeo: } \beta_z = 1$$

$$\text{Longitud pandeo "barra eje z": } L_{k z} = L \cdot \beta_z = 4,50 \text{ m}$$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: B

$$\text{Coeficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: } \text{Alfa}_z = 0,34$$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR z} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 290,68 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR z}}} = 1,9233$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 2,6425$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,2245$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\text{Longitud de paneo lateral: } L_C = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: } C_1 = 1,88$$

Momento resistente por torsión uniforme de la barra: $M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 99,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: $M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 56,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: $M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 114,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esbeltez relativa frente a pandeo lateral: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{CR}}} = 0,9377$

Donde: $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 1,0171$

El factor de reducción ante pandeo lateral de obtiene: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,7087$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,6$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 0,6$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,6$

Coefficientes de interacción

Resistencia a compresión de la sección: $N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1024,05 \text{ kN}$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_y \leq 1$): $k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,0008$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,0146$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9970$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,6$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 0,6$

Comprobaciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0026 + 0,3932 + 0,0585 \leq 1$$

$$0,4542 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,0104 + 0,6528 + 0,0375 \leq 1$$

$$0,7607 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

15.7.2 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas

15.7.2.1 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar-Dintel

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + V3S

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

Momento flector: $M_{y,Ed} = 90,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El canto del dintel (aprox) es de: $h = 0,255 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 354,12 kN

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: HEA-200 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 Abolladura del alma por cortante, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los datos de partida son los siguientes:

Tensión límite elástico: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico de referencia: $f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2$

Módulo elástico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma = 1,05$

Altura del alma: $d = 134 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t = 6,5 \text{ mm}$

Factor de reducción: $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = 0,9244$

Según se indica en el apartado anteriormente mencionado: "No es preciso comprobar la resistencia a la abolladura del alma en barras en las que se cumpla"

$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad 20,62 < 64,71$$

La sección resiste la abolladura del alma por cortante

Ahora se comprueba la resistencia ante cargas concentradas del rigidizador propuesto.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.3.4 y 6.3.3.4, del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

El valor de cálculo de la carga concentrada es de: $F_{Ed} = 354,12 \text{ kN}$

La geometría del rigidizador propuesto es la siguiente:

Ancho rigidizador: 96,75 mm

Espesor rigidizador: 12 mm

La inercia de un rigidizador es de: $I_S = 800 \text{ cm}^4$.

La inercia mínima exigida para un rigidizador es de: $I_{S,\min} = 0,75 \cdot d \cdot t^3 = 2,76 \text{ cm}^4$.

Por tanto, el rigidizador tiene inercia superior a la mínima exigida.

Las características de la sección resistente formada por el rigidizador y una longitud de alma a cada lado de este de $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ son:

Área: $31,81 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia mínimo: $127,86 \text{ cm}^4$.

Longitud de pandeo: 10,72 cm

La resistencia a compresión del conjunto se calcula utilizando la curva de pandeo C con $\alpha = 0,49$

$$\text{Axil crítico: } N_{CR} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 230605 \text{ kN}$$

$$\text{Esbeltez reducida: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 0,0616$$

$$\text{Donde: } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda})^2] = 0,4680$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

La resistencia del conjunto frente a cargas concentradas es de: $F_{b,Rd} = 874,81 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } : \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

15.7.2.2 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar-Jácena

La hipótesis pésima para esta comprobación es: PP + SC_PG_E_FO + V3S

El dintel, transmite al pilar un axil y un momento flector en el alero de los siguientes valores:

$$\text{Esfuerzo axil: } N_{Ed} = 91,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento flector: } M_{y,Ed} = 2,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El canto del dintel (aprox) es de: $h=0,115 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 65,2 kN

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: HEA-200 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Como se ha demostrado en el punto anterior, la resistencia para rigidizador de 12mm es de: $F_{b,Rd} = 874,81 \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } : \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \cdot \frac{\sigma_{x,Ed}}{\left(\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \right)} \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

15.7.2.3 Resistencia ante abolladura del alma por cortante y cargas concentradas: Pilar-Ménsula

La ménsula de la viga carril, del puente grúa, transmite al pilar un momento flector que actúa como cargas puntuales sobre el pilar, de valor:

La ménsula, transmite al pilar un axil y un momento flector de los siguientes valores (aplicando criterios conservadores, se indican los esfuerzos de apoyo intermedio y no de apoyo extremo como es el caso real):

$$\text{Axil compresión: } N_{Ed} = 17,8 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector: } M_{y,Ed} = 104,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El canto de la ménsula (aprox) es de: $h=0,315 \text{ m}$

Así queda una carga de compresión puntual sobre el pilar de: 340,01 kN

En este punto se procede a la comprobación de barra del perfil seleccionado: HEA-200 frente a abolladura del alma por cargas concentradas.

Como se ha demostrado en el punto anterior, la resistencia para rigidizador de 12mm es de: $F_{b,Rd} = 874,81$ kN

$$\frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{El rigidizador propuesto soporta la carga concentrada a la que está sometido}$$

$$\text{Además, queda comprobada la expresión: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} + 0,8 \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yf}} \right) \leq 1,4 \quad \text{Ya que: } \frac{F_{Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 0,6$$

15.8 Desplazamientos

Sobre el pórtico especial, se producen desplazamientos verticales y horizontales provocados por peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso en cubierta, sobrecarga de uso de puente grúa, viento y nieve.

Tal como se recoge en el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que: $L/300$ "

En el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales del Código Técnico de la edificación: Seguridad estructural, se recoge: "Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que: $L/250$ "

15.8.1 Aptitud al servicio: Combinación frecuente

Se realiza la siguiente combinación, en vez de la combinación casi permanente. Debido a que la combinación frecuente representa efectos reversibles y la casi permanente representa acciones de larga duración. En cualquier caso, este criterio resulta conservador, en cuanto al dimensionado de la estructura:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

15.8.2 Desplazamientos: Verticales en cumbreira

Los desplazamientos verticales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-13,608
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-13,984
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	1,427
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	0

Carga	Flecha (mm)
Viento (valor máximo)	46,481
Viento (valor mínimo)	-18,615
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-17,425

El desplazamiento vertical en combinación frecuente es de: -23,397mm

Lo que supone un: L/769 de la distancia entre apoyos del elemento. Flecha inferior a la impuesta de L/300.

15.8.3 Desplazamientos: Horizontales en alero

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-0,979
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	-0,999
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	32,523
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-32,206
Viento (valor máximo)	15,214
Viento (valor mínimo)	-12,473
Nieve(valor máximo)	0,967
Nieve (valor mínimo)	-2,834

El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: -26,539mm

Lo que supone un: L/307 de la altura total del elemento. Desplome inferior a el impuesto de L/250.

15.8.4 Desplazamientos: Cabeza pilar intermedio

Los desplazamientos horizontales son provocados por las siguientes cargas:

Carga	Flecha (mm)
Peso propio y carga permanente	-0,018
Sobrecarga de uso cubierta (valor máximo)	0
Sobrecarga de uso cubierta (valor mínimo)	0
Sobrecarga de uso puente grúa (valor máximo)	0,011
Sobrecarga de uso puente grúa (valor mínimo)	-0,012
Viento (valor máximo)	32,581
Viento (valor mínimo)	-40,737
Nieve(valor máximo)	0
Nieve (valor mínimo)	-0,001

El desplazamiento horizontal en combinación frecuente es de: -20,566mm

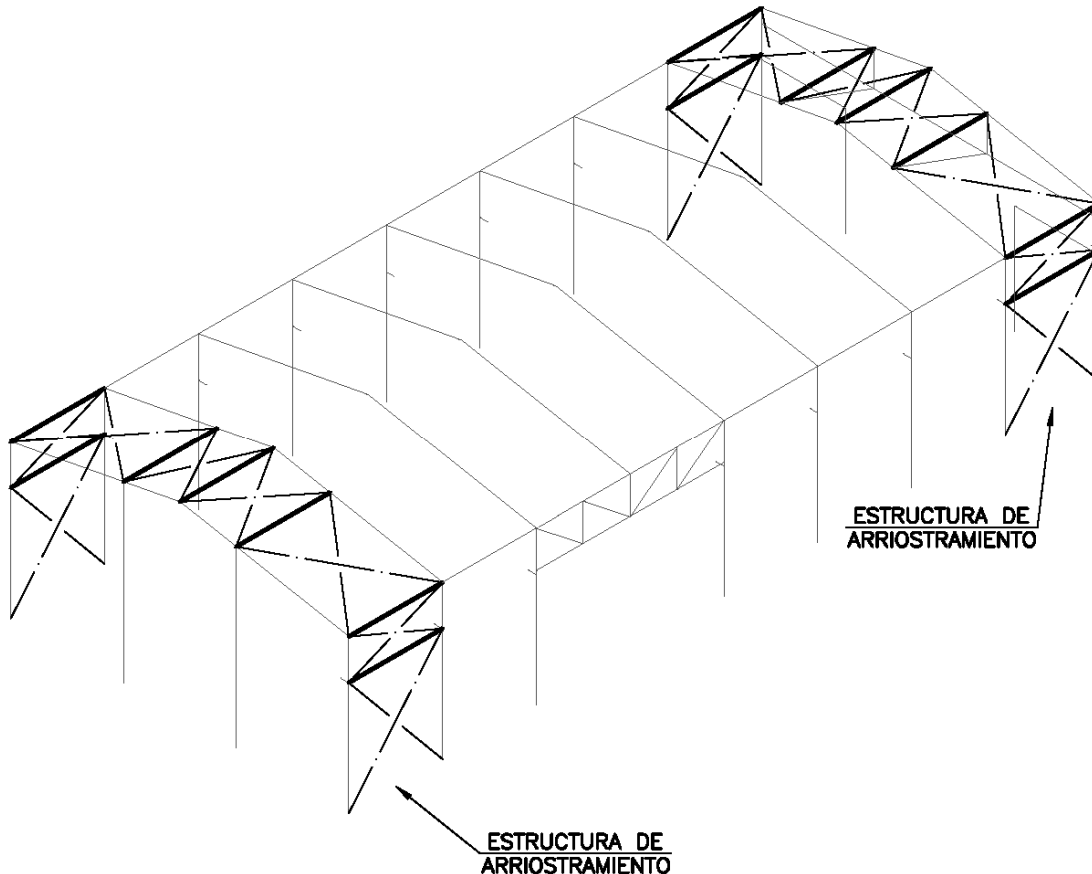
Lo que supone un: L/282 de la altura total del elemento. Desplome inferior a el impuesto de L/250.

16 Estructura de arriostramiento

16.1 Introducción

En este capítulo se presentan los cálculos justificativos para las estructuras de arriostramiento, tanto de la fachada sur como de la fachada norte del edificio: Su función es la de soportar las fuerzas con direcciones longitudinales al edificio, como son: el viento sobre las fachadas frontales (Sur y Norte) y las frenadas longitudinales del puente grúa.

En la siguiente imagen se puede observar su disposición:

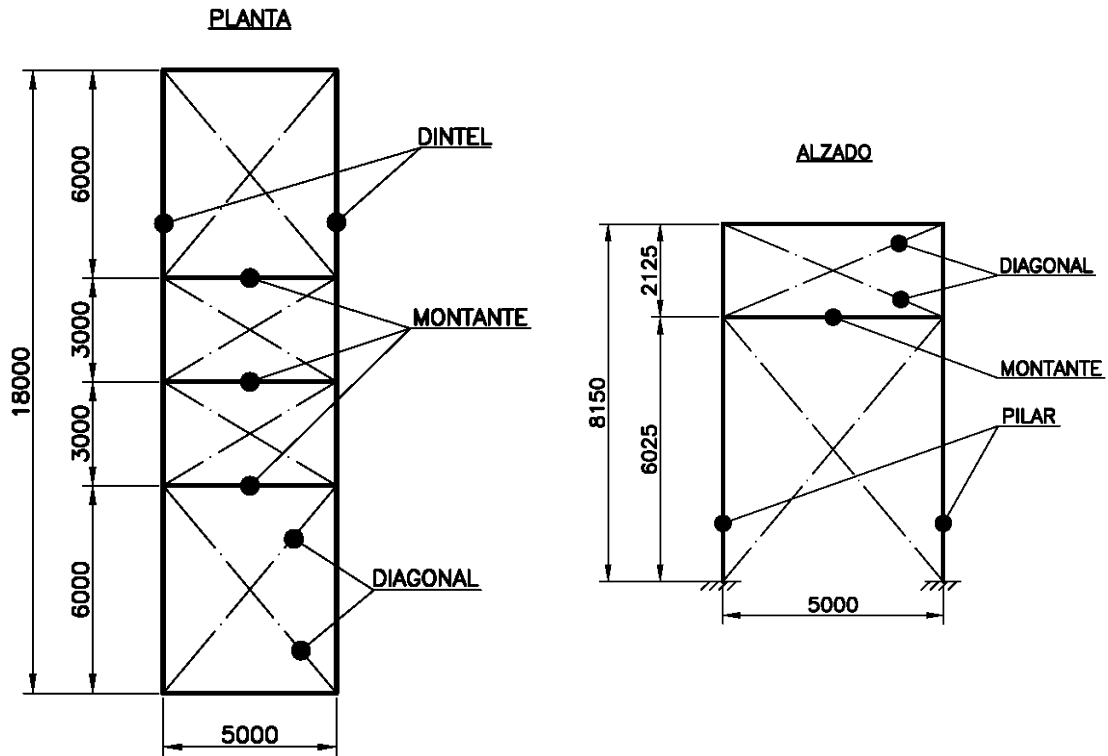


16.2 Geometría y condiciones de contorno

Para simplificar el cálculo de la estructura de arriostramiento se parten de las siguientes premisas:

- El arriostrado queda unido a elementos de la estructura principal mediante uniones articuladas, por tanto los elementos de arriostrado únicamente estarán sometidos a esfuerzos axiales (tracción o compresión)
- El arriostrado queda compuesto por dos conjuntos de barras:
 - Montantes: Barras horizontales capaces de soportar esfuerzos de compresión. Su longitud de cálculo será igual al intereje entre pórticos (5m)
 - Diagonales: Barras inclinadas únicamente capaces de soportar esfuerzos de tracción.

En las siguientes figuras se puede observar la disposición y geometría de estos elementos:



16.3 Acciones y esfuerzos

La estructura de arriostramiento sufrirá las acciones de viento y frenadas longitudinales del puente grúa

16.3.1 Peso propio

16.3.1.1 *Peso propio: Montantes*

Para los montantes se ha seleccionado el tubo cuadrado #90x90x4, con un peso propio de: 0,1020kN/ml, la longitud del elemento será de 5m.

Este peso propio sobre los montantes genera los siguientes esfuerzos:

	Carga (kN/ml)	Esfuerzo cortante (kN)	Momento flector (kN·m)
Peso propio montante	-0,1020	+ / - 0,2551	+0,3188

16.3.1.2 *Peso propio: Diagonales*

Para las diagonales se ha seleccionado el redondo liso L-50x5, con un peso propio de: 0,0370kN/ml, la longitud del elemento más solicitado es de 7,830m.

Este peso propio sobre las diagonales genera, en la situación más desfavorable, los siguientes esfuerzos (teniendo en cuenta la inclinación la barra respecto a la horizontal):

	Carga (kN/ml)	Esfuerzo cortante (kN)	Momento flector (kN·m)
Peso propio diagonal	-0,0370	+ / - 0,1449	+0,1811

16.3.2 Sobrecarga de uso: Puentes grúa

Como se ha explicado, los esfuerzos provocados por la frenada, longitudinal al edificio, son soportados por la estructura de arriostramiento.

Los esfuerzos axiles a los que queda sometidos los componentes de la estructura de arriostamiento más solicitada son:

Sobrecarga puente grúa	Montante (kN)	Diagonal (kN)
SC_PG_O_FO	-16,196	+24,417
SC_PG_O_FE	-19,947	+24,097
SC_PG_E_FO	-4,154	+6,795
SC_PG_E_FE	-4,556	+6,443

16.3.3 Viento

Como se ha explicado, los esfuerzos provocados por la acción del viento longitudinal al edificio, son soportados por la estructura de arriostamiento.

Los esfuerzos axiles a los que queda sometidos los componentes de la estructura de arriostamiento más solicitada son:

Viento	Montante (kN)	Diagonal (kN)
V1P	+0,124	+5,306
V1S	+0,699	+11,445
V2P	-11,650	+4,926
V2S	-9,372	+18,780
V3P	+0,238	+17,634
V3S	+0,478	+22,364
V4P	-10,853	+23,721
V4S	-7,097	+19,137

16.4 Hipótesis y combinaciones

Las hipótesis que se han presentado anteriormente son:

PP_ARRIOSTRAMIETO	SC_PG_O_FO	V1P
	SC_PG_O_FE	V1S
	SC_PG_E_FO	V2P
	SC_PG_E_FE	V2S
		V3P
		V3S
		V4P
		V4S

16.4.1 Situación persistente o transitoria

Se realiza la siguiente combinación:

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

Los esfuerzos máximos obtenidos para cada elemento son:

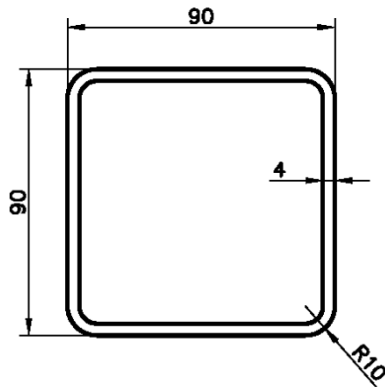
Montante	Axil (kN)	Cortante (kN)	Momento flector (kN·m)
Esfuerzos SPT	-35,18	+ / - 0,344	+0,430

Diagonal	Axil (kN)	Cortante (kN)	Momento flector (kN·m)
Esfuerzos SPT	+61,22	+ / - 0,196	+0,244

16.5 Características de la sección

16.5.1 Características de la sección: Montante

Las características geométricas y mecánicas para el perfil #90x90x4 son:



$$A = 13,2 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 159 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 159 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 281 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 35,4 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 35,4 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 3,47 \text{ cm}$$

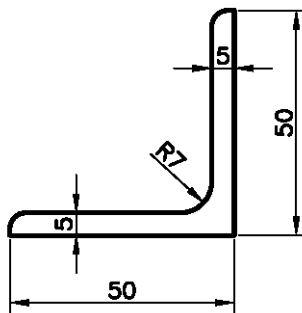
$$i_z = 3,47 \text{ cm}$$

$$i_{f,z} = 4,28 \text{ cm (flexión simple)}$$

$$p = 0,1020 \text{ kN / m}$$

16.5.2 Características de la sección: Diagonal

Las características geométricas y mecánicas para el angular L-50x5 son:



$$A = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{y-z} = 11 \text{ cm}^4$$

$$I_{\max} = 17,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{\min} = 4,54 \text{ cm}^4$$

$$W_{y-z} = 3,05 \text{ cm}^3$$

$$p = 0,0370 \text{ kN / m}$$

16.6 Comprobaciones de la sección

16.6.1 Resistencia de la sección a cortante

No se realiza comprobación formal a cortante de montante ni de diagonal de arriostrado, debido a los ínfimos valores que presenta este tipo de esfuerzo en estos elementos.

16.6.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos

16.6.2.1 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Montante

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: #90x90x4 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 40,41 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 0,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 13,19 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 345,71 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 35,4 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 9,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,1169 + 0,0464 \geq 1 \quad 0,1633 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

16.6.2.2 Resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos: Diagonal

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: D25 frente a interacción de esfuerzos.

Esta comprobación de la sección resistencia de la sección ante interacción de esfuerzos se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.2.8 Interacción de esfuerzos en las secciones del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 61,22 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 0,278 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área $A = 8,41 \text{ cm}^2$

Resistencia a axil de la sección: $N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 220,26 \text{ kN}$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 14,1 \text{ cm}^3$

Resistencia de la sección ante momento flector en "eje y": $M_{el,Rd,y} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 3,69 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se realiza la siguiente comprobación ante la interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} \geq 1$$

$$0,2779 + 0,0753 \geq 1 \quad 0,3532 \geq 1$$

La sección es capaz de soportar los esfuerzos a los que esta solicitada.

16.7 Comprobaciones de la barra

16.7.1 Comprobación flexocompresión: Montante

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: 90x90x4 frente a flexocompresión.

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Características del material

Módulo elástico material: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez material: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico material (S 275-JR): $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{M0} = 1,05$

Tensión límite cálculo: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261,90 \text{ N/mm}^2$.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 35,18 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 0,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo "eje z": $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 13,2 \text{ cm}^2$

Momento de inercia "eje y": $I_y = 154 \text{ cm}^4$

Momento de inercia "eje z": $I_z = 154 \text{ cm}^4$

Momento de torsión $I_t = 281 \text{ cm}^4$

Módulo resistente "eje y" $W_{el,y} = 35,4 \text{ cm}^3$

Módulo resistente "eje z" $W_{el,z} = 35,4 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a "eje z" ala comprimida y tercio del alma: $i_{f,z} = 0 \text{ cm}$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje y)

Longitud barra: $L = 5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_y = 1$

Longitud pandeo "barra eje y": $L_{k,y} = L \cdot \beta_y = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo: $\text{Alfa}_y = 0,21$

Axil crítico: $N_{CR,y} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 127,67 \text{ kN}$

Esbelted reducida: $\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} = 1,6862$

Donde: $\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 2,0776$

Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,3038$

Pandeo en eje fuerte de inercia (eje z)

Longitud barra: $L = 5 \text{ m}$

Coefficiente pandeo: $\beta_z = 1$

Longitud pandeo "barra eje z": $L_{k,z} = L \cdot \beta_z = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.1, según la sección, corresponde la curva de pandeo: A

Coefficiente de imperfección, referido a la curva de pandeo es: $\text{Alfa}_z = 0,21$

$$\text{Axil crítico: } N_{CRz} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = 127,67 \text{ kN}$$

$$\text{Esbelted reducida: } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CRz}}} = 1,6862$$

$$\text{Donde: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 2,0776$$

$$\text{Factor de reducción resistencia ante pandeo "eje y": } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,3038$$

Pandeo lateral

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor de imperfección de la barra:

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

Longitud de paneo lateral: $L_C = 5 \text{ m}$

De la tabla 6.11 (CTE: Seguridad estructural acero) se obtiene el factor: $C_1 = 1$

$$\text{Momento resistente por torsión uniforme de la barra: } M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 170,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resistente por torsión no uniforme de la barra: } M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento crítico elástico de pandeo lateral queda: } M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 170,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(Al tratarse de un perfil laminado o armado equivalente y $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ entonces $\chi_{LT} = 1$)

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,y} = 0,95$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,z} = 0,95$

De la tabla 6.14, se obtiene: $c_{m,LT} = 0,95$

Coefficientes de interacción

$$\text{Resistencia a compresión de la sección: } N_{C,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 345,71 \text{ kN}$$

$$\text{De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con } \bar{\lambda}_y \leq 1): k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1,3078$$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$): $k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1,5386$

De la tabla 6.13, para sección de clase 1 y 2 (con $\bar{\lambda}_z \leq 1$):

$$k_{yLT} = \text{Min} \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25) \chi_z \cdot N_{C,Rd}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right] = 0,9450$$

Términos de comprobación:

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_y = 0,8$

De la tabla 6.12, para sección de clase 1 y 2: $\alpha_z = 1$

Comprobaciones:

Para todas las secciones

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,3847 + 0,0576 + 0 \leq 1 \qquad 0,4424 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$0,3847 + 0,0461 + 0 \leq 1 \qquad 0,4308 \leq 1$$

Queda comprobada la resistencia a flexocompresión de la barra

16.7.1.1 Comprobación flexotracción: Diagonal

En este punto se procede a la comprobación de la sección el perfil seleccionado: L-50x5 frente a flexotracción.

Esta comprobación se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 6.3.4.1 Elementos flectado y traccionados del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Los esfuerzos a los que queda sometida la sección más desfavorable de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 61,22 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo "eje y": $M_{y,Ed} = 0,244 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Características mecánicas de la sección

Área: $A = 4,8 \text{ cm}^2$

Módulo resistente respecto fibra comprimida: $W_{com} = 3,05 \text{ cm}^3$

$$\text{Tensión en fibra externa comprimida: } \sigma_{com,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{com}} - 0,8 \frac{N_{t,Ed}}{A} = -22,0333 \text{ N/mm}^2.$$

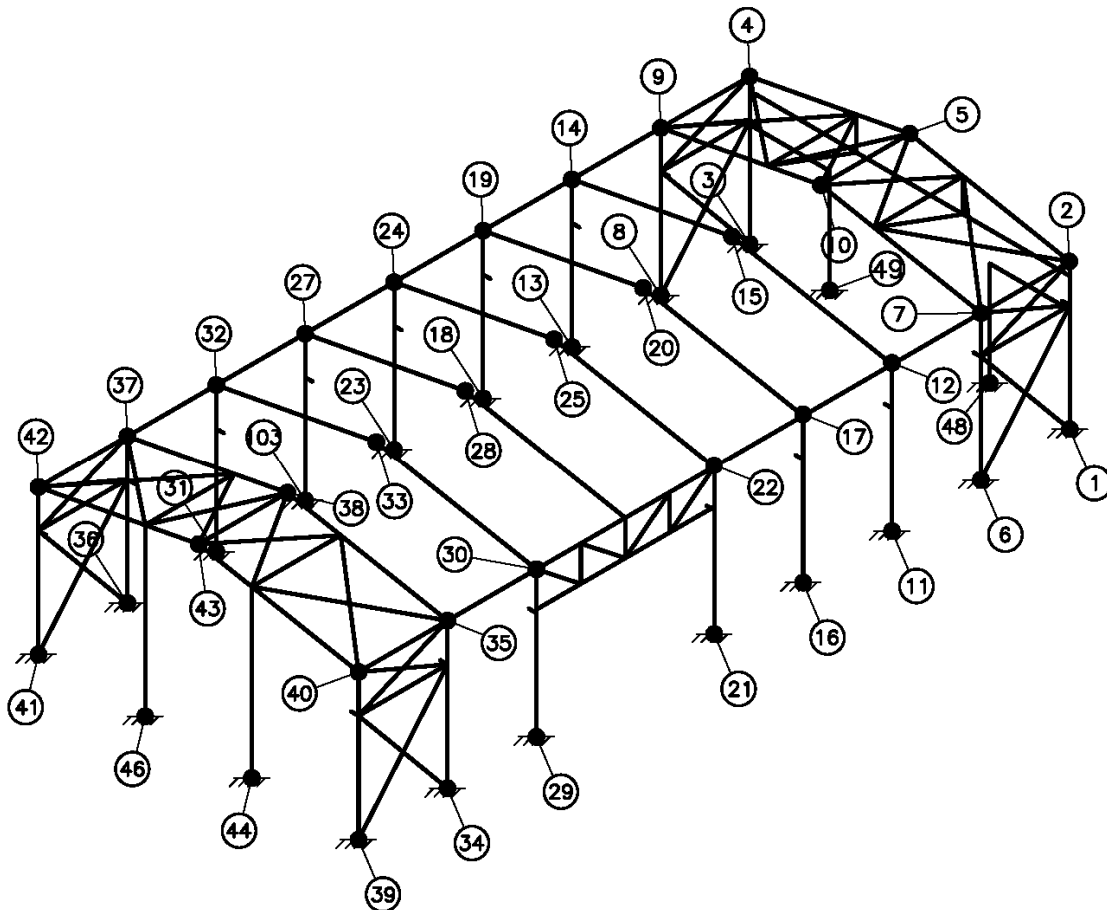
No existe compresión en la fibra de la sección menos traccionada por lo tanto no existe posibilidad de inestabilidad por flexotracción.

17 Esfuerzos en nudos de unión

En este capítulo se recogen los esfuerzos (fuerzas y momentos) con su valor característico, que provocan cada una de las acciones (individualmente) sobre los nudos más representativos de la estructura.

Con estos valores posteriormente se dimensionarán las uniones y/o cimentaciones.

Los nudos sobre los que a continuación se presentan las solicitaciones, se recogen en la siguiente imagen:



Anejo: Cálculos estructurales

Los esfuerzos característicos sobre los nudos indicados son los siguientes:

Nudo 43	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-0,227	-1,52	-2,001	-7,174	-7,631	-5,854	-6,359
Vyk (kN)	-0,003	-0,001	0	-0,001	0	0	0,001
Vzk (kN)	-0,081	0,048	0,051	0,056	0,059	0,887	0,955
Myk (kN·m)	0,79	-0,61	-0,69	-1	-1,09	-1	-1,09
Mzk (kN·m)	0,01	0	0	0	0	0	0

Nudo 43	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-1,791	-2,306	-0,28	0,558	13,285	1,01	30,961
Vyk (kN)	-0,001	-0,001	-0,006	-0,015	-0,03	-0,017	-0,064
Vzk (kN)	0,195	0,264	0,019	-0,519	-1,404	0,362	-2,188
Myk (kN·m)	-0,61	-0,7	1,35	1,46	1,38	1,46	2,07
Mzk (kN·m)	0	0	0,02	0	-0,02	0	-0,05

Nudo 43	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-4,907	25,344	-15,35	-2,897	-0,349	-0,246	-0,278
Vyk (kN)	0,002	-0,043	0,064	0,044	-0,008	-0,006	-0,006
Vzk (kN)	0,391	-2,052	1,236	0,238	0,024	0,193	-0,157
Myk (kN·m)	1,06	1,3	-3,45	-2,95	1,68	1,26	1,26
Mzk (kN·m)	0,02	-0,03	0,01	-0,01	0,02	0,02	0,02

Nudo 38	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-5,353	-2,931	-2,508	-7,605	-7,159	-9,426	-8,935
Vyk (kN)	-0,03	-0,01	-0,002	-0,006	0,001	0,002	0,008
Vzk (kN)	0,33	-0,238	-0,323	4,201	4,116	-2,937	-2,936
Myk (kN·m)	15,57	0,51	0,69	-2,97	-2,79	-2,97	-2,78
Mzk (kN·m)	0,07	0,02	0,01	0	0	0	0

Nudo 38	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-2,59	-2,111	-9,101	-17,38	-5,552	-16,801	4,81
Vyk (kN)	-0,01	-0,005	-0,054	-0,062	-0,07	-0,057	-0,106
Vzk (kN)	0,66	0,661	0,728	-4,081	-1,738	6,79	1,757
Myk (kN·m)	0,52	0,7	28,12	7,43	-29,73	7,43	-66,35
Mzk (kN·m)	0,02	0,02	0,13	0,03	-0,14	0,03	-0,3

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 38	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-10,655	15,091	26,744	34,427	-11,34	-8,3	-8,71
Vyk (kN)	-0,043	-0,073	0,195	0,167	-0,067	-0,05	-0,05
Vzk (kN)	0,853	-1,227	-2,144	-2,767	0,907	3,238	-1,878
Myk (kN·m)	38,41	-45,51	-1,68	-28,34	35,04	26,28	26,28
Mzk (kN·m)	0,19	-0,19	-0,04	-0,16	0,17	0,13	0,13

Nudo 33	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-4,315	-1,457	-1,457	-6,816	-6,816	-4,611	-4,612
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,689	0,059	0,059	1,99	1,99	-1,069	-1,069
Myk (kN·m)	14,46	0,64	0,64	-2,94	-2,94	-1,32	-1,32
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 33	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P
Nk (kN)	-2,124	-2,125	-7,561	-11,846	6,045	-12,123	25,633
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,277	0,277	1,253	-4,382	-3,386	6,613	-1,068
Myk (kN·m)	-0,02	-0,02	27,61	8,78	-24,48	9,1	-55,51
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 33	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-11,984	29,216	-3,158	15,601	-9,421	-6,991	-7,141
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	1,821	-3,189	1,114	-1,36	1,561	3,689	-1,348
Myk (kN·m)	36,42	-38,18	24,79	-12,27	34,4	25,81	25,79
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 28	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-4,34	-0,848	-0,848	3,062	3,062	-3,111	-3,111
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	-1,557	0,003	0,003	-0,016	-0,016	0,012	0,012
Myk (kN·m)	25,79	-1,19	-1,19	4,25	4,25	-4,36	-4,36
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 28	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	0,808	0,808	-7,277	-9,333	7,241	-9,486	22,408
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	-0,007	-0,007	-2,82	-7,645	-1,231	6,413	9,217
Myk (kN·m)	1,09	1,09	45,67	27,69	-31,76	13,36	-105,15
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 28	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-11,61	24,462	-9,526	9,389	-9,067	-6,297	-7,303
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	-3,603	3,478	-3,863	0,284	-3,514	0,06	-5,332
Myk (kN·m)	60,45	-74,51	61,13	-15,17	56,91	42,12	43,24
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 25	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO			
Nk (kN)	-4,315	-1,457	-1,457	-6,816	-6,816	-4,612	-4,611
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,689	0,059	0,059	1,99	1,99	-1,069	-1,069
Myk (kN·m)	14,46	0,64	0,64	-2,94	-2,94	-1,32	-1,32
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 25	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-2,125	-2,124	-7,561	-11,846	6,045	-12,123	25,633
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,277	0,277	1,253	-4,382	-3,386	6,613	-1,068
Myk (kN·m)	-0,02	-0,02	27,61	8,78	-24,48	9,1	-55,51
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 25	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-11,5	29,7	-11,293	9,849	-9,421	-6,991	-7,141
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	1,785	-3,225	1,814	-0,879	1,561	3,689	-1,348
Myk (kN·m)	36,71	-37,88	36,91	-6,28	34,4	25,81	25,79
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 20	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-5,038	-2,396	-2,396	-7,471	-7,471	-7,851	-7,851
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,403	-0,02	-0,02	2,988	2,988	-1,762	-1,762
Myk (kN·m)	14,76	0,61	0,61	-2,88	-2,88	-2,88	-2,88
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 20	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-2,362	-2,362	-8,912	-12,621	6,91	-11,706	28,703
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,401	0,401	0,713	-4,744	-3,059	6,69	0,211
Myk (kN·m)	0,61	0,61	28,2	9,4	-24,76	9,4	-57,13
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 20	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-10,871	33,647	-13,783	9,341	-11,105	-8,124	-8,533
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,87	-2,692	1,103	-0,747	0,888	3,227	-1,895
Myk (kN·m)	39,08	-37,63	37,2	-7,13	35,13	26,35	26,35
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 15	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-5,291	-2,396	-2,396	-7,471	-7,471	-7,851	-7,851
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	-2,753	-0,02	-0,02	2,988	2,988	-1,762	-1,762
Myk (kN·m)	11,23	0,55	0,55	6,11	6,11	-8,18	-8,18
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 15	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-2,362	-2,362	-9,392	-12,621	6,91	-11,706	28,703
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	0,401	0,401	-5,287	-2,89	4,757	-1,375	10,594
Myk (kN·m)	1,82	1,82	21,31	-2,73	-22,56	17,4	-40,87
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 15	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-5,232	36,928	-13,783	9,341	-11,703	-8,722	-8,832
Vyk (kN)	0	0	0	0	0	0	0
Vzk (kN)	-4,541	9,155	-6,963	1,555	-6,588	-4,249	-5,633
Myk (kN·m)	18,77	-36,05	28,38	-5,92	26,56	24,81	15,02
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 10	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-6,774	-2,174	-2,368	-2,237	-2,372	-19,152	-18,996
Vyk (kN)	-0,035	-0,009	-0,006	-0,043	-0,04	0,071	0,071
Vzk (kN)	0,841	-0,557	-0,425	2,23	2,361	-1,085	-1,188
Myk (kN·m)	16,93	0,68	0,65	-1,81	-1,84	-3,89	-3,87
Mzk (kN·m)	0	0	0	-0,01	-0,02	0	-0,01

Nudo 10	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P
Nk (kN)	-2,997	-2,841	-10,57	-19,511	2,476	-11,143	21,331
Vyk (kN)	0,009	0,009	-0,174	0,009	0,214	-0,111	0,415
Vzk (kN)	1,009	0,906	0,995	-3,472	-2,68	5,831	0,152
Myk (kN·m)	0,49	0,52	27,94	8,45	-25,51	9,45	-58,26
Mzk (kN·m)	-0,01	-0,02	0,09	0,01	-0,11	0,06	-0,2

Nudo 10	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	15,705	46,51	-13,799	7,626	-13,17	-7,329	-13,098
Vyk (kN)	0,013	0,436	-0,247	0,067	-0,216	-0,19	-0,135
Vzk (kN)	-1,386	-4,245	1,296	-0,651	1,24	2,91	-1,05
Myk (kN·m)	-7,64	-64,47	37,24	-7,4	34,81	26,42	25,8
Mzk (kN·m)	-0,04	-0,26	0,12	-0,04	0,12	0,09	0,08

Nudo 5	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-25,004	-9,408	-9,418	-11,236	-11,188	-5,256	-5,244
Vyk (kN)	0,006	-0,001	0,001	-0,038	-0,036	0,035	0,034
Vzk (kN)	1,641	1,025	0,965	1,147	1,088	-0,354	-0,308
Myk (kN·m)	4,24	-2,72	-2,73	-1,57	-1,57	-1,78	-1,78
Mzk (kN·m)	-0,01	-0,01	-0,01	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 5	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-9,484	-9,472	-26,542	-7,862	29,01	-9,292	65,733
Vyk (kN)	0,008	0,007	0,021	0,041	0,03	0,004	0,053
Vzk (kN)	0,495	0,541	2,15	-2,469	-4,026	3,691	-3,838
Myk (kN·m)	-2,74	-2,74	4,45	3,51	-2,35	3,61	-8,13
Mzk (kN·m)	-0,01	-0,01	-0,04	0	0,05	0	0,1

Nudo 5	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	20,719	83,477	-38,353	9,896	-33,072	-25,33	-24,949
Vyk (kN)	-0,077	-0,037	0,008	0,02	0,026	0,008	0,031
Vzk (kN)	-1,709	-6,914	3,103	-0,812	2,68	3,204	0,815
Myk (kN·m)	-5,23	-15,15	5,44	-1,84	5,54	4,19	4,13
Mzk (kN·m)	-0,02	0,06	-0,07	0	-0,05	-0,04	-0,04

Nudo 42	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	0,31	0,995	0,851	10,061	9,917	2,242	2,355
Vyk (kN)	-0,004	0,74	-0,745	0,742	-0,743	0,196	-0,239
Vzk (kN)	-1,579	0,382	0,084	-0,051	-0,435	-1,088	-2,236
Myk (kN·m)	-1,04	2,31	2,62	3,72	4,03	-3,79	-4,04
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 42	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	2,588	2,702	0,445	6,044	2,311	2,154	-6,159
Vyk (kN)	0,196	-0,239	-0,005	-0,359	-0,722	-0,206	-1,075
Vzk (kN)	-0,027	-1,277	-2,994	4,026	7,607	-4,494	5,968
Myk (kN·m)	1,06	0,81	-2,4	2	6,23	-5,16	4,9
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0,01

Nudo 42	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	0,614	-7,998	-3,865	-7,353	0,554	0,416	0,415
Vyk (kN)	0,022	-0,847	0,984	0,638	-0,006	-0,006	-0,004
Vzk (kN)	-7,116	4,253	5,084	8,562	-3,73	-3,682	-1,913
Myk (kN·m)	-3,35	7,32	4,8	8,48	-2,99	-2,74	-1,75
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 37	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	5,252	3,127	3,308	3,882	4,063	11,454	11,364
Vyk (kN)	0,001	0,651	-0,64	0,645	-0,646	0,176	-0,191
Vzk (kN)	-10,378	-0,963	-0,589	3,517	3,804	-4,094	-3,855
Myk (kN·m)	-25,45	-1,64	-2,23	34,96	34,37	-29,48	-29,29
Mzk (kN·m)	-0,01	0	0	0	0	0	0

Nudo 37	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	1,608	1,519	8,929	11,488	-7,086	10,927	-26,543
Vyk (kN)	0,171	-0,196	0,002	-0,172	-0,358	-0,101	-0,544
Vzk (kN)	0,403	0,542	-18,042	5,948	27,026	-18,454	34,237
Myk (kN·m)	6,48	6,67	-46,58	2,21	66,04	-40,5	90,14
Mzk (kN·m)	0	0	-0,01	0	0,01	0	0,02

Nudo 37	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	12,103	-29,355	-6,022	-20,64	11,126	8,353	8,337
Vyk (kN)	0,001	-0,443	0,501	0,328	0,003	0,001	0,002
Vzk (kN)	-24,387	32,367	4,316	21,804	-22,48	-19,919	-13,801
Myk (kN·m)	-63,12	84,04	12,9	60,27	-58,04	-45,75	-41,31
Mzk (kN·m)	-0,02	0,02	0	0,01	-0,01	-0,01	-0,01

Nudo 32	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	4,356	1,457	1,457	6,953	6,953	4,511	4,512
Vyk (kN)	0	-0,071	0,069	-0,07	0,07	-0,02	0,033
Vzk (kN)	-9,753	-0,058	-0,058	1,44	1,44	-1,433	-1,433
Myk (kN·m)	-22,15	1,17	1,17	15,03	15,03	-10,97	-10,97
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 32	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	2,14	2,14	7,637	12,245	-4,115	10,682	-23,152
Vyk (kN)	-0,019	0,033	0	0,011	0,025	0,007	0,041
Vzk (kN)	0,107	0,106	-17,412	4,522	24,375	-18,495	32,029
Myk (kN·m)	2,48	2,47	-42,35	-0,59	54,98	-40,43	75,46
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 32	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	10,162	-26,893	2,05	-14,696	9,516	7,263	7,01
Vyk (kN)	0,036	0,069	-0,069	-0,061	0	0	0
Vzk (kN)	-23,26	30,201	-13,974	11,936	-21,695	-19,38	-13,163
Myk (kN·m)	-56,37	73,65	-32,32	30,01	-52,77	-42,15	-37,01
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 27	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	4,202	0,846	0,846	-3,053	-3,053	3,102	3,102
Vyk (kN)	0	-0,113	0,112	-0,113	0,112	-0,031	0,055
Vzk (kN)	-12,731	-0,064	-0,064	0,228	0,228	-0,236	-0,236
Myk (kN·m)	-34,28	-1,16	-1,16	4,11	4,11	-4,25	-4,25
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 27	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P
Nk (kN)	-0,806	-0,806	7,029	9,48	-5,134	8,038	-19,118
Vyk (kN)	-0,031	0,055	0	0,014	0,033	0,01	0,054
Vzk (kN)	0,057	0,057	-21,449	1,47	26,619	-18,484	42,024
Myk (kN·m)	1,03	1,03	-61,07	-11,15	67,16	-37,97	118,69
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 27	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	9,356	-21,623	7,258	-8,786	8,758	6,282	6,855
Vyk (kN)	0,062	0,107	-0,104	-0,096	0	0	0
Vzk (kN)	-28,637	36,467	-28,73	7,917	-26,726	-22,942	-17,147
Myk (kN·m)	-81,31	97,51	-82,99	18,57	-76,09	-58,6	-55,54
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 24	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	4,356	1,457	1,457	6,953	6,953	4,512	4,511
Vyk (kN)	0	-0,07	0,07	-0,071	0,069	-0,019	0,035
Vzk (kN)	-9,753	-0,058	-0,058	1,44	1,44	-1,433	-1,433
Myk (kN·m)	-22,15	1,17	1,17	15,03	15,03	-10,97	-10,97
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 24	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	2,14	2,14	7,637	12,245	-4,115	10,682	-23,153
Vyk (kN)	-0,019	0,035	0	0,007	0,016	0,005	0,027
Vzk (kN)	0,106	0,107	-17,412	4,522	24,375	-18,495	32,029
Myk (kN·m)	2,47	2,48	-42,35	-0,59	54,98	-40,43	75,46
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 24	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	9,676	-27,379	9,473	-9,337	9,516	7,263	7,01
Vyk (kN)	0,042	0,064	-0,061	-0,058	0	0	0
Vzk (kN)	-23,258	30,204	-23,212	6,794	-21,695	-19,38	-13,163
Myk (kN·m)	-56,4	73,62	-55,94	16,96	-52,77	-42,15	-37,01
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 19	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	5,055	2,386	2,386	7,685	7,685	7,685	7,685
Vyk (kN)	0	-0,07	0,07	-0,072	0,068	-0,018	-2,726
Vzk (kN)	-10,095	-0,211	-0,211	2,383	2,383	-2,383	-2,383
Myk (kN·m)	-24,43	0,43	0,43	24,1	24,1	-18,79	-18,79
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0,01

Nudo 19	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	2,386	2,386	8,941	12,989	-4,951	10,273	-26,111
Vyk (kN)	-0,019	-2,728	0	0,005	0,012	0,004	0,02
Vzk (kN)	0,211	0,211	-18,057	4,099	24,77	-18,385	33,549
Myk (kN·m)	4,23	4,23	-46,64	-3,24	57,65	-39,43	85,39
Mzk (kN·m)	0	0,01	0	0	0	0	0

Nudo 19	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	8,976	-31,27	11,898	-8,82	11,14	8,355	8,355
Vyk (kN)	0,044	0,061	-0,056	-0,057	0	0	0
Vzk (kN)	-24,12	31,05	-24,12	6,885	-22,5	-19,931	-13,819
Myk (kN·m)	-62,3	78,68	-62,08	17,3	-58,11	-45,78	-41,39
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 14	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	5,055	2,386	2,386	7,685	7,685	7,685	7,685
Vyk (kN)	0	-0,07	0,07	-0,072	0,068	-0,017	-2,726
Vzk (kN)	-10,095	-0,211	-0,211	2,383	2,383	-2,383	-2,383
Myk (kN·m)	-24,43	0,43	0,43	24,1	24,1	-18,79	-18,79
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0,01

Nudo 14	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	2,386	2,386	8,941	12,989	-4,951	10,273	-26,111
Vyk (kN)	-0,019	-2,728	0	0,003	0,007	0,002	0,013
Vzk (kN)	0,211	0,211	-18,057	4,099	24,77	-18,385	33,549
Myk (kN·m)	4,23	4,23	-46,64	-3,24	57,65	-39,43	85,39
Mzk (kN·m)	0	0,01	0	0	0	0	0

Nudo 14	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	4,062	-34,149	11,898	-8,82	11,14	8,355	8,355
Vyk (kN)	0,047	0,058	-0,052	-0,056	0	0	0
Vzk (kN)	-14,833	36,213	-24,12	6,885	-22,5	-19,931	-13,819
Myk (kN·m)	-38,43	91,95	-62,08	17,3	-58,11	-45,78	-41,39
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 9	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	5,759	3,707	3,454	4,11	3,858	11,302	11,499
Vyk (kN)	0,049	0,591	-0,615	0,599	-0,607	0,154	-0,178
Vzk (kN)	-11,393	-0,531	-1,151	4,759	4,453	-4,739	-6,279
Myk (kN·m)	-28,35	-3,2	-2,51	35,38	36,07	-30,08	-30,62
Mzk (kN·m)	0	0	0,01	0	0	0	0

Nudo	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	1,088	1,285	8,887	12,203	-5,602	10,826	-25,497
Vyk (kN)	0,158	-0,174	-0,01	0,156	0,318	0,079	0,466
Vzk (kN)	0,629	-0,735	-18,192	3,913	23,473	-19,045	28,931
Myk (kN·m)	7,83	7,29	-46,64	-1,12	59,99	-40,48	84,01
Mzk (kN·m)	0	0	0,02	0	-0,02	0,01	-0,05

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 9	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-7,23	-40,753	11,827	-8,807	11,073	8,392	8,218
Vyk (kN)	-0,409	-0,027	-0,079	0,141	-0,013	-0,01	-0,009
Vzk (kN)	7,826	45,772	-24,274	6,89	-22,667	-19,816	-14,185
Myk (kN·m)	19,26	125,66	-62,06	17,29	-58,11	-45,72	-41,45
Mzk (kN·m)	0	-0,04	0,03	0	0,03	0,02	0,02

Nudo 4	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	24,439	8,523	8,631	13,806	13,914	-3,556	-3,641
Vyk (kN)	-0,046	0,688	-0,708	0,686	-0,71	0,193	-0,211
Vzk (kN)	-7,639	0,277	0,327	-0,239	0,126	-0,243	-0,191
Myk (kN·m)	-15,1	6,92	6,28	9,84	9,2	-6,09	-5,6
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 4	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3S
Nk (kN)	10,217	10,132	25,697	7,993	-22,581	10,021	-55,742
Vyk (kN)	0,192	-0,211	0,006	1,231	2,925	1,011	5,106
Vzk (kN)	-0,556	-0,327	-8,875	3,804	13,809	-8,78	17,081
Myk (kN·m)	1,3	1,79	-16,42	-2,22	19,87	-14,95	32,61
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	-0,01

Nudo 4	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-27,202	-81,105	34,126	-7,81	32,019	25,448	22,58
Vyk (kN)	-4,213	-0,123	-1,096	1,138	0,008	0,001	0,011
Vzk (kN)	11,405	31,714	-16,496	0,255	-11,058	-9,916	-6,671
Myk (kN·m)	19,9	60,05	-21,9	7,32	-20,46	-16,56	-14,13
Mzk (kN·m)	0	0	0,01	0	0	0	0

Nudo 40	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-0,312	-2,584	-2,726	-2,237	-2,38	-10,056	-9,942
Vyk (kN)	-0,001	0,195	-0,192	0,193	-0,194	0,735	-0,734
Vzk (kN)	-1,531	-0,033	-0,126	-1,085	-1,152	-0,13	-0,221
Myk (kN·m)	1,05	-1,07	-0,75	3,78	4,09	-3,73	-3,98
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 40	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-0,99	-0,875	-0,447	-2,159	1,326	-6,048	2,506
Vyk (kN)	0,732	-0,737	-0,003	-0,2	-0,562	-0,355	-1,217
Vzk (kN)	0,353	0,354	-2,935	-4,495	1,098	4,024	12,464
Myk (kN·m)	-2,32	-2,57	2,41	5,17	0,25	-1,99	-11,35
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0,01

Nudo 40	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-0,615	7,989	3,877	7,325	-0,557	-0,417	-0,418
Vyk (kN)	0,023	-0,837	0,97	0,628	-0,004	-0,002	-0,003
Vzk (kN)	-7,08	4,498	5,091	8,565	-3,657	-1,876	-3,616
Myk (kN·m)	3,35	-7,3	-4,82	-8,5	3	1,75	2,75
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo35	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-5,249	-1,613	-1,491	-11,458	-11,336	-3,887	-4,039
Vyk (kN)	0,003	0,17	-0,167	0,174	-0,163	0,64	-0,64
Vzk (kN)	-10,393	0,438	0,569	-4,019	-3,862	3,604	3,812
Myk (kN·m)	25,44	-6,47	-6,76	29,5	29,21	-34,95	-34,44
Mzk (kN·m)	-0,01	0	0	0	0	0	0

Nudo 35	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-3,132	-3,284	-8,927	-10,922	6,308	-11,483	27,339
Vyk (kN)	0,645	-0,635	0,003	-0,097	-0,283	-0,169	-0,607
Vzk (kN)	-0,792	-0,491	-18,034	-18,595	9,476	5,839	51,332
Myk (kN·m)	1,65	2,16	46,57	40,49	-24,92	-2,22	-131,3
Mzk (kN·m)	0	0	-0,01	0	0,01	0	0,02

Nudo 35	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-12,101	29,364	6,009	20,666	-11,124	-8,335	-8,351
Vyk (kN)	0,002	-0,437	0,493	0,321	0,004	0,003	0,003
Vzk (kN)	-24,386	32,371	4,638	22,089	-22,471	-13,8	-19,912
Myk (kN·m)	63,11	-84,07	-12,87	-60,4	58,03	41,31	45,74
Mzk (kN·m)	-0,02	0,02	0	0,01	-0,01	-0,01	-0,01

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 30	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-6,457	-1,88	-1,88	-5,426	-5,426	-6,062	-6,063
Vyk (kN)	-0,063	0,225	-0,209	0,22	-0,214	0,831	-0,81
Vzk (kN)	-18,937	0,241	-0,051	-1,402	-1,695	2,108	1,001
Myk (kN·m)	28,32	-2,21	-2,21	10,89	10,89	-14,83	-14,83
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 30	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-1,737	-1,737	-11,151	-12,666	8,466	-16,538	30,324
Vyk (kN)	0,825	-0,816	-0,066	-0,132	-0,17	-0,07	-0,204
Vzk (kN)	0,422	-0,685	-26,055	-26,753	13,399	6,243	70,434
Myk (kN·m)	-0,56	-0,56	53,98	44,39	-28,21	2,25	-136,68
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 30	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-14,84	35,526	-6,167	17,692	-13,895	-10,404	-10,438
Vyk (kN)	-0,556	-0,649	0,644	0,715	-0,082	-0,048	-0,075
Vzk (kN)	-35,106	44,218	-24,957	15,565	-32,465	-19,787	-28,91
Myk (kN·m)	71,85	-88,93	47,78	-32,02	67,26	47,67	53,21
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 22	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-6,457	-1,88	-1,88	-5,426	-5,426	-6,063	-6,062
Vyk (kN)	0,06	0,222	-0,211	0,229	-0,204	0,821	-0,82
Vzk (kN)	-18,935	-0,061	0,231	-1,705	-1,413	0,994	2,101
Myk (kN·m)	28,32	-2,21	-2,21	10,89	10,89	-14,83	-14,83
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 22	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-1,737	-1,737	-11,151	-12,666	8,466	-16,538	30,324
Vyk (kN)	0,827	-0,814	0,059	-0,015	-0,285	-0,134	-0,658
Vzk (kN)	-0,692	0,415	-26,05	-26,654	13,705	6,381	71,015
Myk (kN·m)	-0,56	-0,56	53,98	44,39	-28,2	2,25	-136,68
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 22	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-14,354	36,012	-13,59	12,333	-13,895	-10,404	-10,438
Vyk (kN)	-0,348	-0,907	0,867	0,684	0,074	0,044	0,067
Vzk (kN)	-34,499	45,265	-35,312	9,439	-32,459	-19,784	-28,905
Myk (kN·m)	71,93	-88,85	72,28	-18,6	67,26	47,67	53,21
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 17	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-5,055	-2,386	-2,386	-7,685	-7,685	-7,685	-7,685
Vyk (kN)	0,001	-0,018	0,017	-0,017	0,018	-0,068	0,067
Vzk (kN)	-10,095	0,211	0,211	-2,383	-2,383	2,383	2,383
Myk (kN·m)	24,43	-4,23	-4,23	18,79	18,79	-24,1	-24,1
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	-0,01

Nudo 17	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P
Nk (kN)	-2,386	-2,386	-8,941	-10,273	6,581	-12,989	24,48
Vyk (kN)	-0,068	0,068	0,001	0,005	0,014	0,006	0,023
Vzk (kN)	-0,211	-0,211	-18,057	-18,385	9,383	4,099	48,934
Myk (kN·m)	-0,43	-0,43	46,64	39,43	-23,78	3,24	-119,26
Mzk (kN·m)	0	-0,01	0	0	0	0	0

Nudo 17	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-8,976	31,27	-11,898	8,82	-11,14	-8,355	-8,355
Vyk (kN)	0,042	0,059	-0,056	-0,056	0,001	0,001	0,001
Vzk (kN)	-24,12	31,05	-24,12	6,885	-22,5	-13,819	-19,931
Myk (kN·m)	62,3	-78,68	62,08	-17,3	58,11	41,39	45,78
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 12	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-5,055	-2,386	-2,386	-7,685	-7,685	-7,685	-7,685
Vyk (kN)	0,001	-0,018	0,017	-0,017	0,018	-0,069	0,067
Vzk (kN)	-10,095	0,211	0,211	-2,383	-2,383	2,383	2,383
Myk (kN·m)	24,43	-4,23	-4,23	18,79	18,79	-24,1	-24,1
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	-0,01

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 12	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-2,386	-2,386	-8,941	-10,273	6,581	-12,989	24,48
Vyk (kN)	-0,068	0,068	0,001	0,004	0,01	0,004	0,015
Vzk (kN)	-0,211	-0,211	-18,057	-18,385	9,383	4,099	48,934
Myk (kN·m)	-0,43	-0,43	46,64	39,43	-23,78	3,24	-119,26
Mzk (kN·m)	0	-0,01	0	0	0	0	0

Nudo 12	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-4,062	34,149	-11,898	8,82	-11,14	-8,355	-8,355
Vyk (kN)	0,045	0,056	-0,052	-0,055	0,001	0,001	0,001
Vzk (kN)	-14,833	36,213	-24,12	6,885	-22,5	-13,819	-19,931
Myk (kN·m)	38,43	-91,95	62,08	-17,3	58,11	41,39	45,78
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 7	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-5,675	-1,089	-1,337	-11,363	-11,61	-3,99	-3,796
Vyk (kN)	0,001	0,168	-0,17	0,162	-0,175	0,636	-0,645
Vzk (kN)	-10,823	0,665	0,525	-4,782	-5,022	4,722	4,475
Myk (kN·m)	27,4	-7,85	-7,17	30,46	31,14	-35,77	-36,3
Mzk (kN·m)	0	0	0	0	0	0	0

Nudo 7	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-3,678	-3,484	-8,961	-10,805	6,11	-12,261	25,231
Vyk (kN)	0,629	-0,653	-0,004	0,074	0,187	0,139	0,472
Vzk (kN)	-0,575	-0,968	-17,966	-19,087	6,628	3,911	44,802
Myk (kN·m)	3,13	2,59	46,48	40,26	-22,34	1,25	-121,29
Mzk (kN·m)	0	0	0,01	0	-0,01	0	-0,01

Nudo 7	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	7,269	40,939	-11,926	8,827	-11,166	-8,311	-8,438
Vyk (kN)	-0,433	-0,1	-0,01	0,189	-0,005	-0,004	-0,004
Vzk (kN)	7,758	45,213	-23,881	6,843	-22,387	-13,961	-19,618
Myk (kN·m)	-19,16	-125,29	61,85	-17,27	57,91	41,41	45,46
Mzk (kN·m)	0	-0,01	0,01	0	0,01	0,01	0,01

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 2	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-25,637	-10,404	-10,308	4,138	4,234	-13,978	-14,049
Vyk (kN)	-0,126	0,204	-0,19	0,207	-0,187	0,731	-0,756
Vzk (kN)	-8,215	-0,532	-0,372	-0,207	-0,147	-0,028	0,103
Myk (kN·m)	16,16	-1,21	-1,84	6,08	5,44	-9,96	-9,46
Mzk (kN·m)	0,23	0	0,01	-0,01	0	-0,02	0,02

Nudo 2	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-8,771	-8,842	-27,392	-10,621	25,738	-8,283	57,304
Vyk (kN)	0,732	-0,754	-0,002	1,021	2,696	1,234	5,38
Vzk (kN)	0,33	0,315	-9,087	-8,831	5,334	3,755	26,21
Myk (kN·m)	-6,83	-6,34	17,07	15,12	-9,69	2,42	-44,5
Mzk (kN·m)	-0,02	0,01	0	-0,04	-0,11	-0,05	-0,22

Nudo 2	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	28,164	85,121	-36,331	8,13	-34,131	-24,062	-27,134
Vyk (kN)	-4,276	-0,122	-1,106	1,169	-0,002	0,004	-0,008
Vzk (kN)	11,436	32,241	-16,765	0,331	-11,322	-6,867	-10,116
Myk (kN·m)	-20,29	-61,59	22,74	-7,43	21,27	14,75	17,16
Mzk (kN·m)	0,09	-0,08	0,11	0,03	0	0	0

Nudo 41	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-11,368	-88,164	-107,459	-88,684	-108,225	-24,306	-33,149
Vyk (kN)	0,003	-0,605	0,605	-0,602	0,607	-0,163	0,212
Vzk (kN)	0,31	9,895	9,751	1,161	1,017	4,592	4,705
Myk (kN·m)	0,8	25,76	24,9	-6,18	-7,04	18,56	19,23
Mzk (kN·m)	0,01	-2,07	2,06	-2,05	2,08	-0,57	0,77

Nudo 41	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-23,347	-32,46	-3,172	0,495	-0,346	-7,107	-7,051
Vyk (kN)	-0,16	0,215	0,004	1,742	3,489	0,964	5,154
Vzk (kN)	0,238	0,352	0,445	-7,994	-6,038	0,617	5,972
Myk (kN·m)	-2,09	-1,42	1,22	-19,99	-17,3	4,59	16,27
Mzk (kN·m)	-0,55	0,79	0,01	3	6,04	1,68	8,98

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 41	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-13,122	-12,956	6,97	11,202	-3,952	-3,877	-2,051
Vyk (kN)	-0,542	3,649	-4,331	-2,607	0,005	0,004	0,003
Vzk (kN)	0,614	5,67	2,213	4,558	0,554	0,416	0,415
Myk (kN·m)	1,66	11,51	4,15	8,86	1,52	0,65	1,63
Mzk (kN·m)	-0,54	6,76	-7,9	-4,95	0,01	0,01	0,01

Nudo 36	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-24,117	-138,652	-119,115	-133,922	-114,63	-40,643	-34,097
Vyk (kN)	0,001	-0,516	0,508	-0,511	0,513	-0,141	0,169
Vzk (kN)	5,252	15,017	15,198	-8,008	-7,827	14,584	14,494
Myk (kN·m)	15,17	44,36	45,24	-56,17	-55,28	69,25	68,72
Mzk (kN·m)	0	-1,73	1,7	-1,71	1,72	-0,48	0,61

Nudo 36	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P	V3S
Nk (kN)	-35,875	-29,6	-17,975	5,948	27,026	-18,452	34,237	
Vyk (kN)	-0,135	0,175	0,002	0,127	0,265	0,077	0,406	
Vzk (kN)	-1,522	-1,611	8,929	-16,586	-23,783	7,852	-2,281	
Myk (kN·m)	-12,74	-13,28	26,19	-46,64	-76,45	32,95	-3,06	
Mzk (kN·m)	-0,45	0,63	0,01	0,4	0,85	0,25	1,32	

Nudo 36	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-21,285	34,693	-13,939	7,078	-22,398	-19,846	-13,75
Vyk (kN)	0,057	0,386	-0,429	-0,308	0,003	0,002	0,002
Vzk (kN)	12,103	-2,018	1,379	-1,758	11,126	8,353	8,337
Myk (kN·m)	35,52	-16,47	1,38	-12,2	32,64	22,33	26,63
Mzk (kN·m)	0,33	1,4	-1,51	-1,14	0,01	0,01	0,01

Nudo 31	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-23,409	-89,078	-89,078	-87,58	-87,58	-24,883	-24,883
Vyk (kN)	0	-0,071	0,069	-0,07	0,07	-0,02	0,033
Vzk (kN)	4,356	10,357	10,357	-1,947	-1,947	6,861	6,862
Myk (kN·m)	11,17	28,4	28,39	-20,21	-20,21	29,88	29,88
Mzk (kN·m)	0	-0,57	0,56	-0,57	0,57	-0,16	0,27

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 31	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-23,343	-23,344	-17,412	4,522	24,375	-18,495	32,029
Vyk (kN)	-0,019	0,033	0	0,011	0,025	0,007	0,041
Vzk (kN)	-0,21	-0,21	7,637	-15,829	-20,812	7,607	1,109
Myk (kN·m)	-4,33	-4,33	19,89	-43,27	-63,3	31,02	9,9
Mzk (kN·m)	-0,15	0,27	0	0,09	0,2	0,06	0,33

Nudo 31	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-23,26	30,201	-13,974	11,936	-21,695	-19,38	-13,163
Vyk (kN)	0,036	0,069	-0,069	-0,061	0	0	0
Vzk (kN)	10,162	0,444	8,877	3,539	9,516	7,263	7,01
Myk (kN·m)	26,45	-6,8	19,03	2,78	24,78	17,04	20,13
Mzk (kN·m)	0,29	0,56	-0,56	-0,5	0	0	0

Nudo 103	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-28,025	-0,064	-0,064	0,228	0,228	-0,236	-0,236
Vyk (kN)	0	-0,113	0,112	-0,113	0,112	-0,031	0,055
Vzk (kN)	4,202	0,846	0,846	-3,053	-3,053	3,102	3,102
Myk (kN·m)	-2,2	5,73	5,73	-20,77	-20,77	21,03	21,03
Mzk (kN·m)	0	-0,92	0,91	-0,92	0,91	-0,25	0,45

Nudo 103	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	0,057	0,057	-21,449	1,47	26,619	-18,484	42,024
Vyk (kN)	-0,031	0,055	0	0,014	0,033	0,01	0,054
Vzk (kN)	-0,806	-0,806	7,029	-18,595	-21,831	4,963	5,144
Myk (kN·m)	-5,54	-5,54	-3,78	-76,36	-59,43	11,93	86,01
Mzk (kN·m)	-0,25	0,45	0	0,11	0,27	0,08	0,44

Nudo 103	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-28,637	36,467	-28,73	7,917	-26,726	-22,942	-17,147
Vyk (kN)	0,062	0,107	-0,104	-0,096	0	0	0
Vzk (kN)	9,356	5,714	13,387	8,748	8,758	6,282	6,855
Myk (kN·m)	-5,06	60,02	7,27	35,95	-4,71	-7,4	0,33
Mzk (kN·m)	0,51	0,87	-0,85	-0,78	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 23	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-23,409	-89,078	-89,078	-87,58	-87,58	-24,883	-24,883
Vyk (kN)	0	-0,07	0,07	-0,071	0,069	-0,019	0,035
Vzk (kN)	4,356	10,357	10,357	-1,947	-1,947	6,862	6,861
Myk (kN·m)	11,17	28,39	28,39	-20,21	-20,21	29,88	29,88
Mzk (kN·m)	0	-0,57	0,57	-0,58	0,56	-0,15	0,29

Nudo 23	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-23,344	-23,343	-17,412	4,522	24,375	-18,495	32,029
Vyk (kN)	-0,019	0,035	0	0,007	0,016	0,005	0,027
Vzk (kN)	-0,21	-0,21	7,637	-15,829	-20,812	7,607	1,109
Myk (kN·m)	-4,33	-4,33	19,89	-43,27	-63,3	31,02	9,9
Mzk (kN·m)	-0,16	0,28	0	0,05	0,13	0,04	0,22

Nudo 23	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-23,258	30,204	-23,212	6,794	-21,695	-19,38	-13,163
Vyk (kN)	0,042	0,064	-0,061	-0,058	0	0	0
Vzk (kN)	10,701	0,983	10,498	3,07	9,516	7,263	7,01
Myk (kN·m)	27,66	-5,58	26,46	3,83	24,78	17,04	20,13
Mzk (kN·m)	0,34	0,52	-0,49	-0,47	0	0	0

Nudo 18	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-23,755	-119,111	-119,111	-116,517	-116,517	-33,703	-33,703
Vyk (kN)	0	-0,07	0,07	-0,072	0,068	-0,018	1,744
Vzk (kN)	5,055	14,276	14,276	-4,205	-4,205	10,815	10,815
Myk (kN·m)	14,59	40,39	40,39	-36,03	-36,03	49,24	49,24
Mzk (kN·m)	0	-0,57	0,57	-0,58	0,56	-0,15	4,72

Nudo 18	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-31,109	-31,109	-18,057	4,099	24,77	-18,385	33,549
Vyk (kN)	-0,019	1,742	0	0,005	0,012	0,004	0,02
Vzk (kN)	-0,744	-0,744	8,941	-15,086	-21,648	7,198	-1,849
Myk (kN·m)	-8,65	-8,65	26,23	-39,86	-67,43	28,69	-4,29
Mzk (kN·m)	-0,16	4,71	0	0,04	0,09	0,03	0,16

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 18	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-24,12	31,05	-24,12	6,885	-22,5	-19,931	-13,819
Vyk (kN)	0,044	0,061	-0,056	-0,057	0	0	0
Vzk (kN)	15,105	2,196	11,898	2,557	11,14	8,355	8,355
Myk (kN·m)	41,96	-6,33	34,89	3,16	32,68	22,31	26,7
Mzk (kN·m)	0,36	0,5	-0,46	-0,46	0	0	0

Nudo 13	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-23,755	-119,111	-119,111	-116,517	-116,517	-33,703	-33,703
Vyk (kN)	0	-0,07	0,07	-0,072	0,068	-0,017	1,744
Vzk (kN)	5,055	14,276	14,276	-4,205	-4,205	10,815	10,815
Myk (kN·m)	14,59	40,39	40,39	-36,03	-36,03	49,24	49,24
Mzk (kN·m)	0	-0,57	0,57	-0,59	0,55	-0,14	4,72

Nudo 13	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P
Nk (kN)	-31,109	-31,109	-18,057	4,099	24,77	-18,385	33,549
Vyk (kN)	-0,019	1,742	0	0,003	0,007	0,002	0,013
Vzk (kN)	-0,744	-0,744	8,941	-15,086	-21,648	7,198	-1,849
Myk (kN·m)	-8,65	-8,65	26,23	-39,86	-67,43	28,69	-4,29
Mzk (kN·m)	-0,16	4,71	0	0,02	0,06	0,02	0,1

Nudo 13	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-14,833	36,213	-24,12	6,885	-22,5	-19,931	-13,819
Vyk (kN)	0,047	0,058	-0,052	-0,056	0	0	0
Vzk (kN)	10,889	0,014	11,898	2,557	11,14	8,355	8,355
Myk (kN·m)	29,33	-12,99	34,89	3,16	32,68	22,31	26,7
Mzk (kN·m)	0,39	0,47	-0,43	-0,45	0	0	0

Nudo 8	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-25,237	-119,244	-139,19	-113,624	-133,076	-36,06	-46,245
Vyk (kN)	0,013	-0,517	0,532	-0,527	0,523	-0,131	0,197
Vzk (kN)	5,757	15,603	15,351	-7,78	-8,032	14,435	14,632
Myk (kN·m)	16,41	47,41	46,06	-53,99	-55,34	67,41	68,47
Mzk (kN·m)	0,03	-1,72	1,76	-1,76	1,72	-0,43	0,71

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 8	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-30,512	-40,204	-18,167	3,89	23,434	-19,052	28,885
Vyk (kN)	-0,141	0,188	0	-0,083	-0,16	-0,044	-0,233
Vzk (kN)	-2,044	-1,846	8,883	-15,875	-22,3	7,75	-1,23
Myk (kN·m)	-15,65	-14,59	25,78	-44,14	-70,4	32,14	-0,67
Mzk (kN·m)	-0,47	0,67	0	-0,21	-0,4	-0,11	-0,58

Nudo 8	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-5,942	34,644	-19,581	10,125	-22,636	-19,802	-14,152
Vyk (kN)	0,36	0,172	-0,091	-0,22	0	0	0
Vzk (kN)	0,177	-6,005	11,823	2,571	11,068	8,389	8,214
Myk (kN·m)	-2,09	-30,18	34,32	3,24	32,12	22,67	25,51
Mzk (kN·m)	1,21	0,75	-0,5	-0,86	0	0	0

Nudo 3	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-14,284	-137,32	-118,157	-137,783	-118,126	-36,394	-30,223
Vyk (kN)	-0,013	-0,615	0,621	-0,622	0,614	-0,158	0,238
Vzk (kN)	-0,122	10,948	11,126	1,288	1,466	6,34	6,198
Myk (kN·m)	-0,19	27,42	28,31	-7,02	-6,14	23,48	22,79
Mzk (kN·m)	-0,03	-2,09	2,1	-2,13	2,06	-0,53	0,87

Nudo 3	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-36,85	-30,186	-8,959	4,091	14,776	-8,827	18,463
Vyk (kN)	-0,166	0,23	-0,001	-1,323	-2,461	-0,603	-3,335
Vzk (kN)	-0,261	-0,402	-0,029	-7,103	-5,227	1,391	6,494
Myk (kN·m)	-3,49	-4,19	0,07	-17,31	-14,97	6,51	16,84
Mzk (kN·m)	-0,57	0,83	0	-2,15	-3,97	-0,96	-5,34

Nudo 3	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	11,663	36,071	-25,277	-11,442	-11,163	-10,006	-6,739
Vyk (kN)	2,967	0,235	0,601	-0,918	-0,001	-0,001	-0,001
Vzk (kN)	2,189	7,103	-0,021	2,037	-0,037	-0,039	-0,016
Myk (kN·m)	4	13,01	0,14	3,81	0,08	-0,4	0,52
Mzk (kN·m)	5,36	0,99	0,44	-2,08	0	0	0

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 39	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-11,217	-23,389	-28,28	-24,381	-29,087	-88,852	-107,403
Vyk (kN)	-0,001	-0,158	0,155	-0,159	0,154	-0,594	0,595
Vzk (kN)	-0,312	-0,234	-0,376	-4,587	-4,73	-1,156	-1,042
Myk (kN·m)	-0,82	2,12	1,27	-18,53	-19,38	6,21	6,9
Mzk (kN·m)	-0,01	-0,54	0,53	-0,55	0,51	-2,01	2,03

Nudo 39	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-88,367	-106,764	-2,961	-6,579	-5,402	0,896	-0,342
Vyk (kN)	-0,594	0,595	0,001	0,956	2,703	1,736	5,918
Vzk (kN)	-9,89	-9,775	-0,447	-0,621	-2,825	7,989	2,873
Myk (kN·m)	-25,73	-25,05	-1,24	-4,62	-10,01	19,96	10,93
Mzk (kN·m)	-2,02	2,02	0	1,65	4,69	2,97	10,22

Nudo 39	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-12,989	-12,049	6,649	10,937	-3,69	-1,895	-3,64
Vyk (kN)	-0,544	3,636	-4,313	-2,593	0,001	0,001	0,001
Vzk (kN)	-0,615	-5,68	-2,201	-4,449	-0,557	-0,417	-0,418
Myk (kN·m)	-1,67	-11,56	-4,07	-8,55	-1,54	-1,65	-0,66
Mzk (kN·m)	-0,55	6,7	-7,82	-4,89	0	0	0

Nudo 34	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-24,269	-35,713	-30,737	-40,364	-35,202	-133,303	-114,851
Vyk (kN)	-0,001	-0,134	0,131	-0,138	0,127	-0,504	0,505
Vzk (kN)	-5,249	1,517	1,639	-14,588	-14,466	8,003	7,851
Myk (kN·m)	-15,16	12,71	13,42	-69,28	-68,58	56,14	55,41
Mzk (kN·m)	-0,01	-0,45	0,44	-0,46	0,42	-1,68	1,68

Nudo 34	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-137,907	-119,301	-18,008	-18,595	9,476	5,839	51,332
Vyk (kN)	-0,508	0,501	0	0,072	0,21	0,123	0,445
Vzk (kN)	-15,022	-15,174	-8,927	-7,847	-1,995	16,591	28,072
Myk (kN·m)	-44,38	-45,11	-26,18	-32,92	-15,64	46,67	95,23
Mzk (kN·m)	-1,69	1,67	0	0,22	0,67	0,38	1,41

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 34	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-21,321	34,447	-12,749	8,071	-22,438	-13,769	-19,889
Vyk (kN)	0,055	0,377	-0,416	-0,298	0	0	0
Vzk (kN)	-12,101	2,028	-1,392	1,859	-11,124	-8,335	-8,351
Myk (kN·m)	-35,51	16,52	-1,45	12,58	-32,63	-26,62	-22,32
Mzk (kN·m)	0,32	1,36	-1,46	-1,1	0	0	0

Nudo 29	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-39,147	-23,208	-23,503	-24,851	-25,146	-86,906	-88,024
Vyk (kN)	0,012	-0,161	0,15	-0,16	0,151	-0,595	0,584
Vzk (kN)	-6,457	0,471	0,469	-7,775	-7,777	2,837	2,838
Myk (kN·m)	-20,81	6,71	6,7	-37,41	-37,41	27,66	27,66
Mzk (kN·m)	0,03	-0,55	0,51	-0,55	0,51	-2,03	2

Nudo 29	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P
Nk (kN)	-88,593	-89,71	-26,038	-26,735	13,391	6,239	70,39
Vyk (kN)	-0,593	0,586	0,012	0,059	0,15	0,066	0,264
Vzk (kN)	-10,637	-10,637	-11,151	-8,298	-3,326	23,337	31,365
Myk (kN·m)	-30,06	-30,06	-36,91	-37,43	-17,02	62,95	115,56
Mzk (kN·m)	-2,02	2	0,03	0,2	0,53	0,23	0,95

Nudo 29	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-35,089	44,186	-24,932	15,562	-32,444	-19,775	-28,891
Vyk (kN)	0,344	0,536	-0,521	-0,503	0,014	0,008	0,013
Vzk (kN)	-14,84	-3,301	-15,57	-7,913	-13,895	-10,404	-10,438
Myk (kN·m)	-49,1	10,26	-48,71	-13,49	-45,98	-37,12	-31,86
Mzk (kN·m)	1,15	1,85	-1,8	-1,72	0,04	0,02	0,03

Nudo 21	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-39,145	-23,512	-23,217	-25,157	-24,862	-88,031	-86,914
Vyk (kN)	-0,01	-0,16	0,151	-0,162	0,148	-0,592	0,587
Vzk (kN)	-6,457	0,469	0,471	-7,777	-7,775	2,838	2,837
Myk (kN·m)	-20,81	6,7	6,71	-37,41	-37,41	27,66	27,66
Mzk (kN·m)	-0,02	-0,55	0,51	-0,55	0,51	-2,02	2

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 21	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-89,717	-88,6	-26,034	-26,635	13,7	6,378	70,976
Vyk (kN)	-0,594	0,585	-0,007	0,046	0,177	0,081	0,354
Vzk (kN)	-10,637	-10,637	-11,151	-8,298	-3,326	23,337	31,365
Myk (kN·m)	-30,06	-30,06	-36,91	-37,43	-17,02	62,95	115,56
Mzk (kN·m)	-2,03	2	-0,01	0,16	0,59	0,27	1,16

Nudo 21	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-34,476	45,242	-35,297	9,427	-32,439	-19,772	-28,886
Vyk (kN)	0,305	0,582	-0,565	-0,502	-0,008	-0,005	-0,008
Vzk (kN)	-15,379	-3,84	-17,191	-7,444	-13,895	-10,404	-10,438
Myk (kN·m)	-50,26	9,09	-55,24	-14,16	-45,98	-37,12	-31,86
Mzk (kN·m)	1,06	1,96	-1,9	-1,71	-0,02	-0,01	-0,02

Nudo 16	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO
Nk (kN)	-23,755	-31,109	-31,109	-33,703
Vyk (kN)	0,001	-0,018	0,017	-0,017
Vzk (kN)	-5,055	0,744	0,744	-10,815
Myk (kN·m)	-14,59	8,65	8,65	-49,24
Mzk (kN·m)	0,01	-0,15	0,14	-0,14

Nudo 16	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-119,111	-119,111	-18,057	-18,385	9,383	4,099
Vyk (kN)	-0,068	0,068	0,001	0,005	0,014	0,006
Vzk (kN)	-14,276	-14,276	-8,941	-7,198	-1,721	15,086
Myk (kN·m)	-40,39	-40,39	-26,23	-28,69	-12,27	39,86
Mzk (kN·m)	-0,55	0,55	0,01	0,04	0,11	0,05

Nudo 16	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-24,12	31,05	-24,12	6,885	-22,5	-13,819	-19,931
Vyk (kN)	0,042	0,059	-0,056	-0,056	0,001	0,001	0,001
Vzk (kN)	-15,105	-2,196	-11,898	-2,557	-11,14	-8,355	-8,355
Myk (kN·m)	-41,96	6,33	-34,89	-3,16	-32,68	-26,7	-22,31
Mzk (kN·m)	0,34	0,48	-0,46	-0,46	0,01	0,01	0,01

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 11	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-23,755	-31,109	-31,109	-33,703	-33,703	-116,517	-116,517
Vyk (kN)	0,001	-0,018	0,017	-0,017	0,018	-0,069	0,067
Vzk (kN)	-5,055	0,744	0,744	-10,815	-10,815	4,205	4,205
Myk (kN·m)	-14,59	8,65	8,65	-49,24	-49,24	36,03	36,03
Mzk (kN·m)	0,01	-0,15	0,14	-0,14	0,15	-0,56	0,54

Nudo 11	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-119,111	-119,111	-18,057	-18,385	9,383	4,099	48,934
Vyk (kN)	-0,068	0,068	0,001	0,004	0,01	0,004	0,015
Vzk (kN)	-14,276	-14,276	-8,941	-7,198	-1,721	15,086	25,213
Myk (kN·m)	-40,39	-40,39	-26,23	-28,69	-12,27	39,86	83,97
Mzk (kN·m)	-0,55	0,55	0,01	0,03	0,08	0,03	0,13

Nudo 11	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-14,833	36,213	-24,12	6,885	-22,5	-13,819	-19,931
Vyk (kN)	0,045	0,056	-0,052	-0,055	0,001	0,001	0,001
Vzk (kN)	-10,889	-0,014	-11,898	-2,557	-11,14	-8,355	-8,355
Myk (kN·m)	-29,33	12,99	-34,89	-3,16	-32,68	-26,7	-22,31
Mzk (kN·m)	0,37	0,46	-0,42	-0,45	0,01	0,01	0,01

Nudo 6	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-24,726	-30,542	-35,456	-36,123	-41,437	-113,902	-132,517
Vyk (kN)	0	-0,135	0,132	-0,128	0,139	-0,506	0,505
Vzk (kN)	-5,675	2,041	1,793	-14,493	-14,74	7,9	8,094
Myk (kN·m)	-16,67	15,6	14,26	-67,54	-68,87	54,48	55,53
Mzk (kN·m)	0,01	-0,46	0,43	-0,42	0,46	-1,7	1,67

Nudo 6	SC_PG_E_FE		SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S
Nk (kN)	-119,417	-138,445	-18,038	-19,087	6,628	3,911	44,802
Vyk (kN)	-0,499	0,512	0,002	-0,042	-0,103	-0,084	-0,275
Vzk (kN)	-15,568	-15,374	-8,961	-7,73	-2,193	15,814	25,964
Myk (kN·m)	-47,36	-46,31	-26,56	-32,2	-14,68	43,8	88,06
Mzk (kN·m)	-1,67	1,7	0,01	-0,09	-0,23	-0,21	-0,67

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 6	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-5,402	34,586	-19,297	9,97	-22,476	-14,007	-19,707
Vyk (kN)	0,345	0,151	-0,075	-0,203	0,003	0,001	0,003
Vzk (kN)	-0,132	6,201	-11,926	-2,55	-11,166	-8,311	-8,438
Myk (kN·m)	2,52	32,07	-35,34	-3,07	-33,09	-26,33	-23,31
Mzk (kN·m)	1,16	0,69	-0,46	-0,82	0,01	0,01	0,01

Nudo 1	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-14,729	-36,66	-31,508	-36,265	-31,512	-136,959	-118,28
Vyk (kN)	0,008	-0,159	0,155	-0,155	0,16	-0,599	0,594
Vzk (kN)	0,057	0,257	0,436	-6,399	-6,221	-1,275	-1,414
Myk (kN·m)	-0,07	3,47	4,35	-23,66	-22,77	7,08	6,38
Mzk (kN·m)	0,02	-0,55	0,52	-0,52	0,55	-2,05	2

Nudo 1	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	V3P
Nk (kN)	-136,642	-118,375	-9,014	-8,461	6,81	4,265	28,381
Vyk (kN)	-0,594	0,598	0,003	-0,599	-1,451	-1,327	-4,071
Vzk (kN)	-10,952	-11,09	0,111	-1,345	-3,702	7,091	2,173
Myk (kN·m)	-27,44	-28,13	0,07	-6,41	-11,75	17,25	9,33
Mzk (kN·m)	-2,02	2,03	0,01	-0,94	-2,28	-2,15	-6,53

Nudo 1	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	11,584	36,383	-25,332	-11,131	-11,232	-6,816	-10,032
Vyk (kN)	2,953	0,208	0,623	-0,899	0,003	0,002	0,003
Vzk (kN)	-2,227	-7,299	0,13	-2,057	0,138	0,077	0,13
Myk (kN·m)	-4,04	-13,34	0,05	-3,85	0,09	-0,44	0,57
Mzk (kN·m)	5,3	0,91	0,49	-2,03	0,02	0,01	0,02

Nudo 46	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE	SC_PG_E_FO	SC_PG_E_FE
Nk (kN)	-11,405	-0,416	-0,478	-0,692	-0,754	1,788	1,918
Vyk (kN)	0	0,037	0,029	-0,124	-0,133	0,123	0,13
Vzk (kN)	0,078	0,262	-0,218	0,24	-0,24	0,167	-0,192
Myk (kN·m)	0,68	2,26	-1,88	2,07	-2,07	1,44	-1,65
Mzk (kN·m)	0	0,32	0,25	-1,07	-1,14	1,06	1,12

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 46	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	0,019	0,15	-6,118	1,948	6,552	-7,458	7,948
Vyk (kN)	-0,038	-0,031	0	-0,043	-0,06	0,044	0,063
Vzk (kN)	0,178	-0,181	0,142	-5,137	-13,462	-4,849	-24,74
Myk (kN·m)	1,53	-1,56	1,22	-12,28	-33,66	-11,57	-62,14
Mzk (kN·m)	-0,32	-0,27	0	-0,37	-0,52	0,38	0,54

Nudo 46	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-7,78	7,626	7,988	12,461	-7,623	-7,481	-3,954
Vyk (kN)	0	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,008	0,009
Vzk (kN)	3,269	-16,675	19,649	11,405	0,177	0,132	0,133
Myk (kN·m)	8,05	-42,98	48,48	27,81	1,53	1,14	1,15
Mzk (kN·m)	0	0,01	-0,01	0	0	-0,07	0,08

Nudo 44	PP / CP	SC_PG_O_FO	SC_PG_O_FE	SC_PG_E_FO			
Nk (kN)	-11,404	0,015	0,165	1,784	1,934	-0,696	-0,733
Vyk (kN)	0	0,038	0,03	-0,123	-0,131	0,124	0,131
Vzk (kN)	0,08	0,18	-0,138	0,168	-0,151	0,235	-0,253
Myk (kN·m)	0,69	1,55	-1,2	1,45	-1,3	2,03	-2,18
Mzk (kN·m)	0	0,33	0,26	-1,06	-1,13	1,07	1,13

Nudo 44	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-0,419	-0,456	-6,116	-7,454	1,669	1,952	12,843
Vyk (kN)	-0,037	-0,03	-0,001	-0,044	-0,063	0,042	0,059
Vzk (kN)	0,255	-0,233	0,143	-4,846	-13,171	-5,136	-25,022
Myk (kN·m)	2,2	-2,01	1,23	-11,54	-32,93	-12,26	-62,8
Mzk (kN·m)	-0,32	-0,26	0	-0,38	-0,54	0,37	0,51

Nudo 44	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-7,779	7,633	7,979	12,454	-7,621	-3,953	-7,479
Vyk (kN)	0	-0,001	0,002	0,002	-0,001	-0,009	0,008
Vzk (kN)	3,27	-16,67	19,642	11,4	0,178	0,133	0,134
Myk (kN·m)	8,06	-42,94	48,43	27,76	1,54	1,15	1,16
Mzk (kN·m)	0	-0,01	0,02	0,02	-0,01	-0,08	0,07

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 49	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-4,691	-5,264	-5,696	7,376	6,943	-9,001	-8,664
Vyk (kN)	0,001	0,805	0,88	-1,179	-1,105	1,408	1,357
Vzk (kN)	1,091	1,218	1,315	-1,703	-1,606	2,08	2,001
Myk (kN·m)	0,77	0,88	0,94	-1,21	-1,16	1,5	1,43
Mzk (kN·m)	0,01	2,7	2,96	-3,93	-3,68	4,71	4,54

Nudo 49	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	2,337	2,674	-0,102	6,348	10,875	-0,601	7,47
Vyk (kN)	-0,373	-0,423	0,015	-0,606	-0,703	0,46	0,665
Vzk (kN)	-0,54	-0,618	0,024	5,042	14,14	6,224	28,699
Myk (kN·m)	-0,39	-0,45	0,02	31,42	82,07	30,94	152,95
Mzk (kN·m)	-1,24	-1,41	0,05	-2	-2,28	1,57	2,36

Nudo 49	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-9,625	-0,799	-2,895	2,053	-0,127	0,248	-0,438
Vyk (kN)	0,047	0,133	0,021	0,043	0,018	-0,04	0,068
Vzk (kN)	-22,117	0,184	-6,455	5,618	0,029	-0,057	0,101
Myk (kN·m)	-121,75	0,13	-35,62	30,53	0,02	-0,04	0,07
Mzk (kN·m)	0,05	0,44	0,04	0,17	0,06	-0,13	0,23

Nudo 48	PP / CP	SC_PG_O_FO		SC_PG_O_FE		SC_PG_E_FO	
Nk (kN)	-4,837	3,053	3,618	-11,892	-11,327	9,729	9,282
Vyk (kN)	-0,018	0,386	0,455	-1,477	-1,408	1,233	1,171
Vzk (kN)	1,125	-0,706	-0,837	2,752	2,621	-2,25	-2,149
Myk (kN·m)	0,79	-0,51	-0,61	2	1,9	-1,62	-1,57
Mzk (kN·m)	-0,07	1,26	1,48	-4,83	-4,61	4,03	3,82

Nudo 48	SC_PG_E_FE	SC_CUB	V1P	V1S	V2P	V2S	
Nk (kN)	-6,929	-7,375	-0,153	-1,581	0,891	7,449	16,986
Vyk (kN)	-0,843	-0,905	-0,018	-0,477	-0,638	0,629	0,691
Vzk (kN)	1,605	1,705	0,035	6,454	16,01	4,789	26,939
Myk (kN·m)	1,17	1,23	0,03	31,11	82,03	31,23	152,99
Mzk (kN·m)	-2,77	-2,98	-0,06	-1,59	-2,17	2,03	2,11

Anejo: Cálculos estructurales

Nudo 48	V3P	V3S	V4P	V4S	NIEVE OE	NIEVE O	NIEVE E
Nk (kN)	-9,415	-1,005	-2,885	1,89	-0,19	-0,609	0,323
Vyk (kN)	-0,054	-0,132	-0,027	-0,044	-0,022	-0,075	0,042
Vzk (kN)	-22,177	0,232	-6,461	5,659	0,044	0,141	-0,075
Myk (kN·m)	-121,79	0,16	-35,62	30,56	0,03	0,1	-0,05
Mzk (kN·m)	-0,05	-0,43	-0,05	-0,17	-0,07	-0,25	0,14

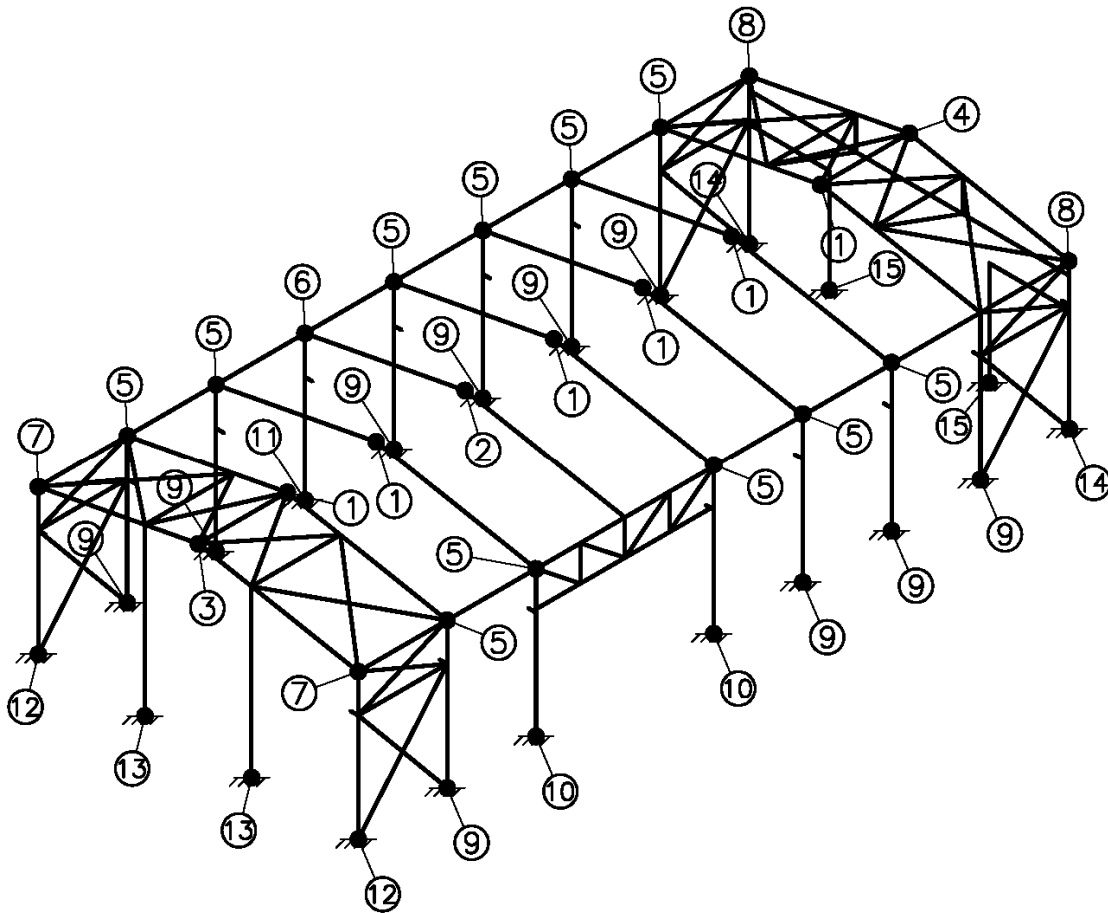
18 Cálculo de uniones soldadas

18.1 Introducción

Este capítulo se va a centrar en la comprobación de las uniones soldadas de los elementos que componen la estructura principal. Tal como se ha diseñado, el montaje en obra de las partes que componen la estructura, se realizará mediante uniones atornilladas.

Por este motivo, la realidad, es que la totalidad de las uniones a comprobar en este capítulo, son entre pilar o viga principal y chapa frontal de unión. Esta chapa irá taladrada para poder ejecutar las uniones atornilladas en obra.

Se enumeran las uniones a comprobar:



- | | | |
|--------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 1.-Cubrería pórtico central | 6.-Alero pórtico especial | 11.- Base pórtico especial |
| 2.- Cubrería pórtico especial | 7.- Alero pórtico hastial S | 12.- Base pórtico hastial S |
| 3.- Cubrería pórtico hastial S | 8.- Alero pórtico hastial N | 13.- Base P. intermedio hastial S |
| 4.- Cubrería pórtico hastial N | 9.-Base pórtico central | 14.- Base pórtico hastial N |
| 5.-Alero pórtico central y adyacente | 10.- Base pórtico adyacente | 15.- Base P. intermedio hastial N |
- Las comprobaciones de cada una de las uniones indiadas se realizará a partir de los esfuerzos anteriormente tabulados

18.2 Unión 1: Cubrería pórtico central

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -35,42 \text{ kN}$

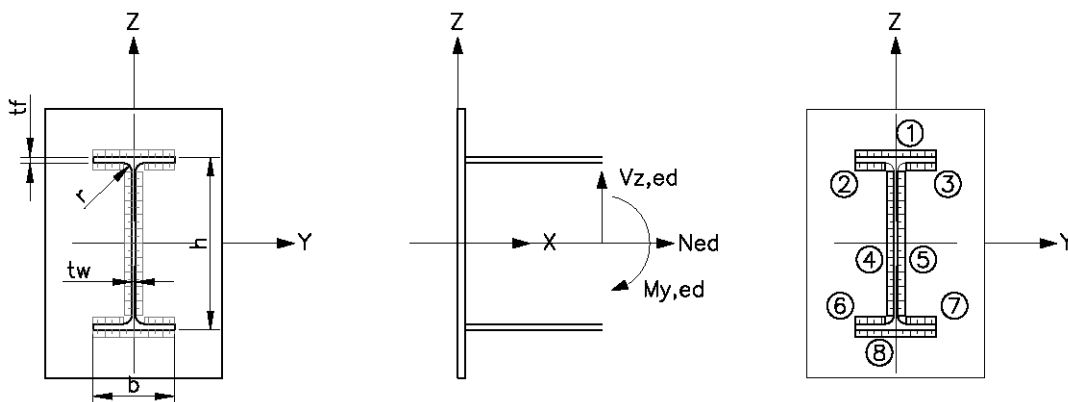
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 2,70 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $-0,19 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = 113,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = 0,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 330 \text{ mm}$

Ancho: $b = 160 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 11,5 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 7,5 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 7 mm

Garganta cordones 4 y 5: 5 mm

Área: $A = 65,81 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 11689,74 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 957,28 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -5,38 \text{ N/mm}^2$

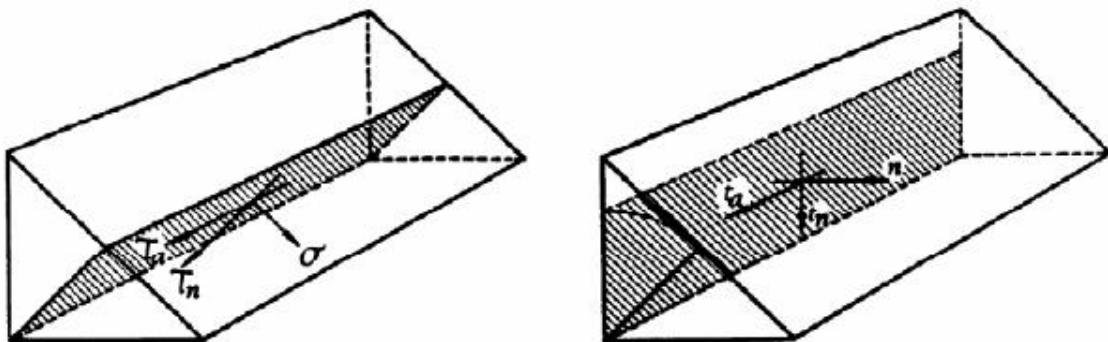
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = -4,81 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 1,00 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 0,97 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 5,73 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Mises en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 251,13 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 125,56 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.3 Unión 2: Cumbreira pórtico especial

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -29,48 \text{ kN}$

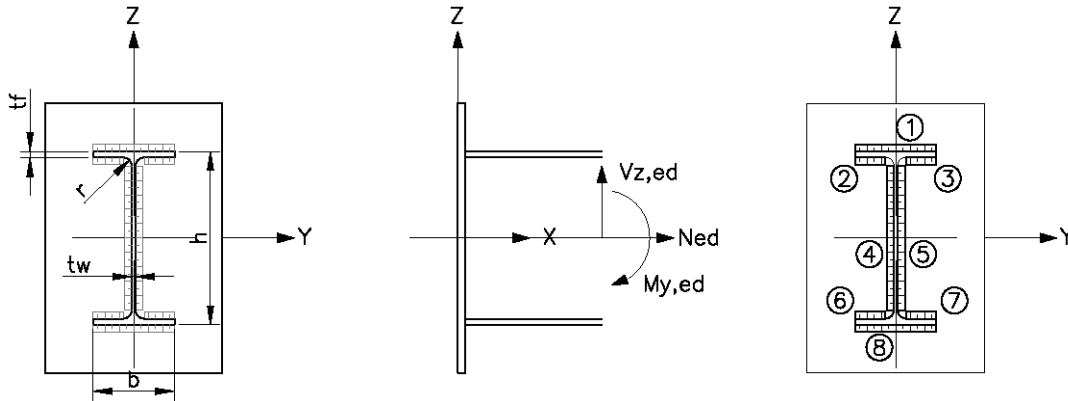
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = -11,43 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): 0 kN

Momento flector de cálculo (eje fuerte): $M_{y,Ed} = 184,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo (eje débil): $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 360 \text{ mm}$

Ancho: $b = 170 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 12,7 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 8 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 8 mm

Garganta cordones 4 y 5: 5 mm

Área: $A = 77,22 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 16806,05 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1321,01 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -3,82 \text{ N/mm}^2$

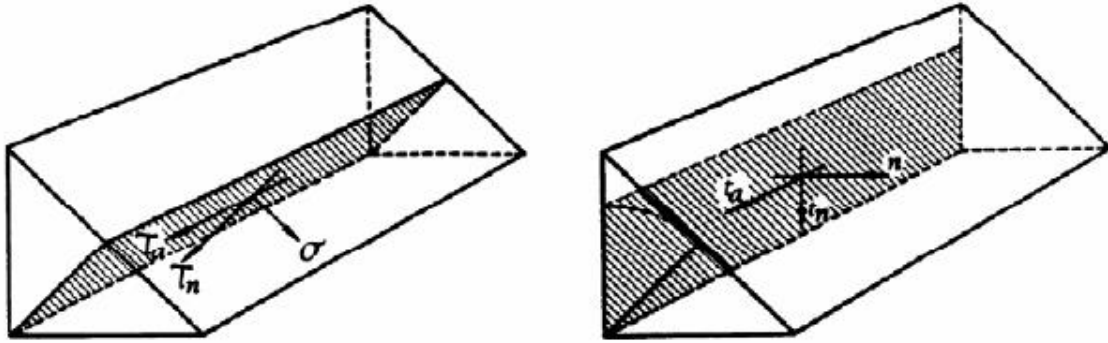
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{V_z} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 0 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{V_y} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = -3,83 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3 y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{M_y}}{\partial z} = 1,10 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 0 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 297,03 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 148,51473485657866 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.4 Unión 3: Cumbreira pórtico hastial Sur

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 45,87 \text{ kN}$

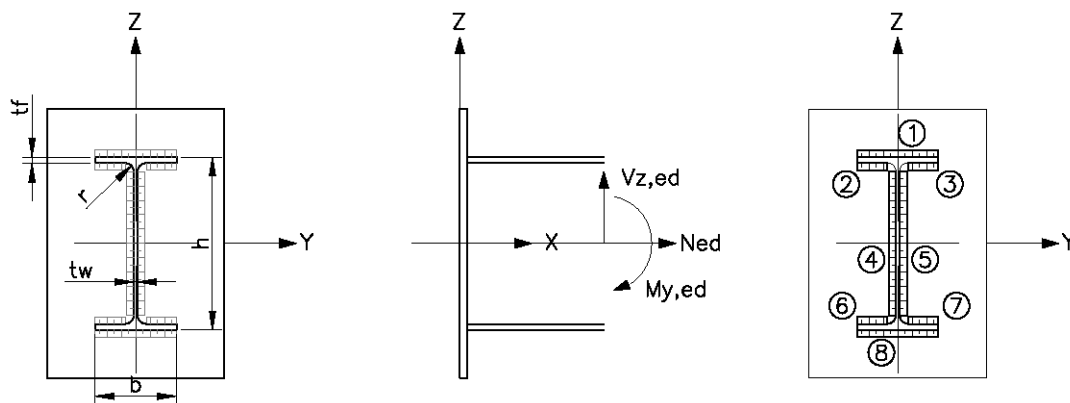
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = -3,37 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $-0,11 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo (eje fuerte): $M_{y,Ed} = 5,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo (eje débil): $M_{z,Ed} = -4,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 160 \text{ mm}$

Ancho: $b = 82 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 7,4 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 5 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 9 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 5 mm

Garganta cordones 4 y 5: 3 mm

Área: $A = 21,73 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 951,24 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 92,16 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = 21,11 \text{ N/mm}^2$

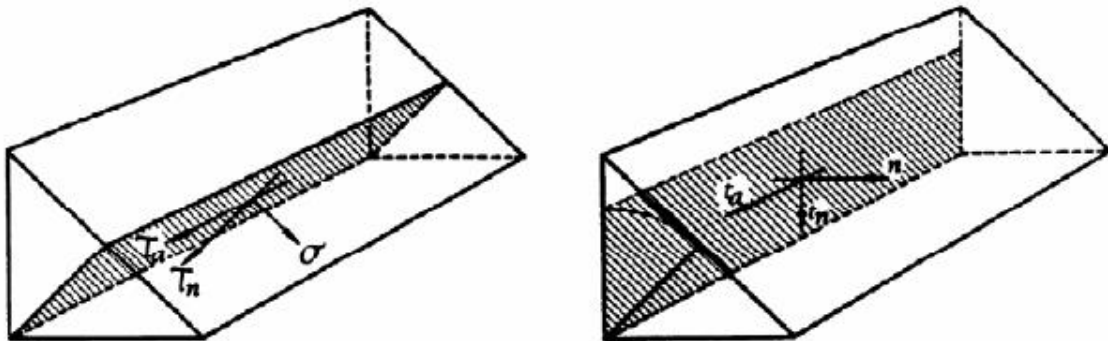
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = -7,52 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = -4,42 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 0,57 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = -5,05 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Mises en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 10,42 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 50,71 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.5 Unión 4: Cumbreira pórtico hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -123,63 \text{ kN}$

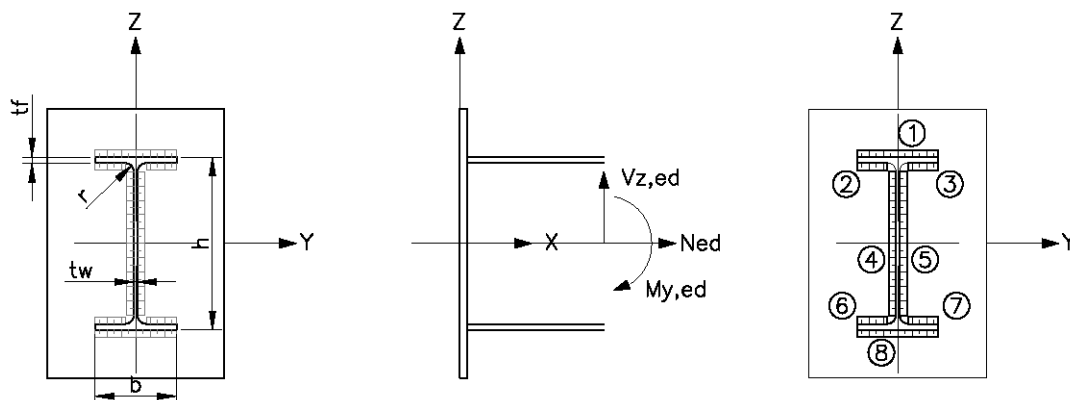
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 9,49 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $0,06 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = 19,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = -0,16 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 270$ mm

Ancho: $b = 135$ mm

Espesor del ala: $t_f = 10,2$ mm

Espesor del alma: $t_w = 6,6$ mm

Radio de encuentro ala-alma: $r = 15$ mm

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 7 mm

Garganta cordones 4 y 5: 4 mm

Área: $A = 50,24$ cm²

Momento de inercia en eje y: $I_y = 6359,74$ cm⁴

Momento de inercia en eje z: $I_z = 573,54$ cm⁴

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -24,61$ N/mm²

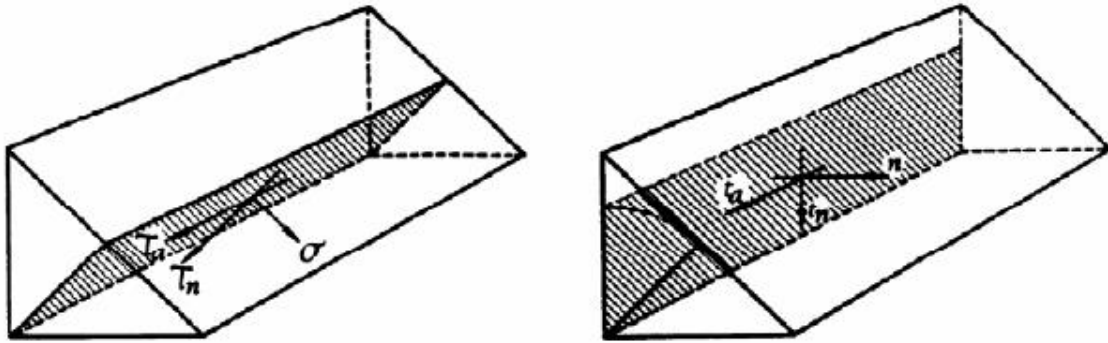
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 1,70$ N/mm² (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 5,40$ N/mm² (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 0,31$ N/mm³

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = -2,82$ N/mm³

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 99,85 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 49,92 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.6 Unión 5: Alero pórtico central y adyacente

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -47,49 \text{ kN}$

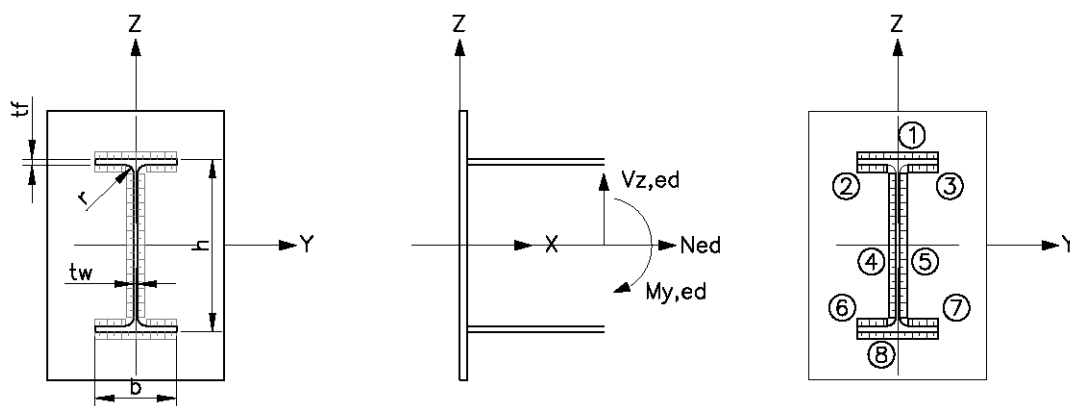
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = -107,82 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $1,21 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo (eje fuerte): $M_{y,Ed} = 215,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo (eje débil): $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 685 \text{ mm}$

Ancho: $b = 170 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 12,7 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 8 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 8 mm

Garganta cordones 4 y 5: 5 mm

Área: $A = 109,72 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 74267,06 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1326,42 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -4,33 \text{ N/mm}^2$

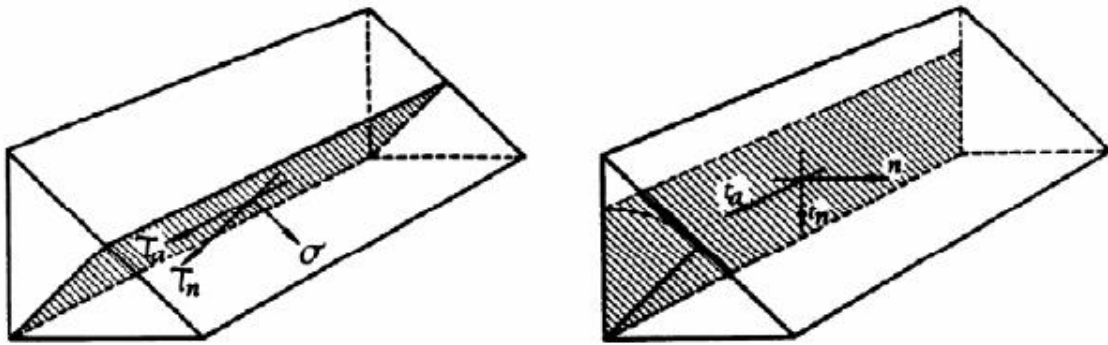
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 0,26 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = -17,29 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 0,29 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 0 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 150,03 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 75,01 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.7 Unión 6: Alero pórtico especial

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 26,43 \text{ kN}$

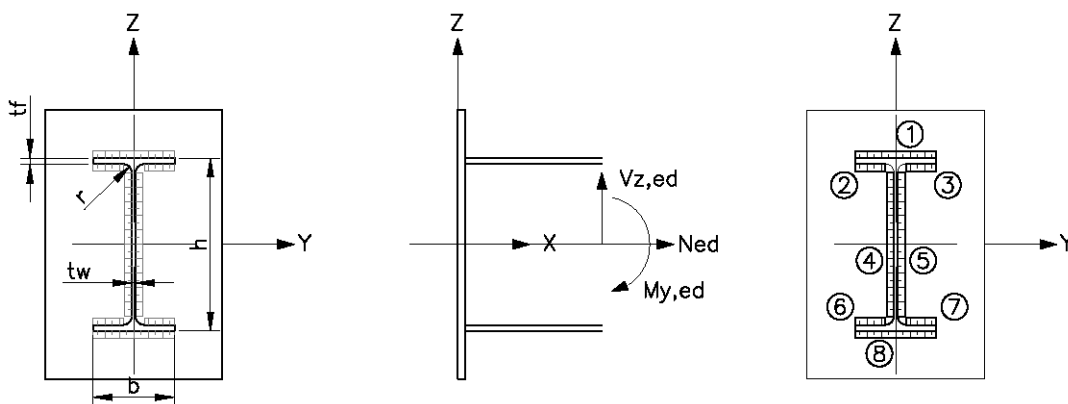
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = -87,44 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $-0,11 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = -247,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 685 \text{ mm}$

Ancho: $b = 170$ mm

Espesor del ala: $t_f = 12,7$ mm

Espesor del alma: $t_w = 8$ mm

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18$ mm

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 8 mm

Garganta cordones 4 y 5: 5 mm

Área: $A = 109,72$ cm²

Momento de inercia en eje y: $I_y = 74267$ cm⁴

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1326$ cm⁴

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = 2,41$ N/mm²

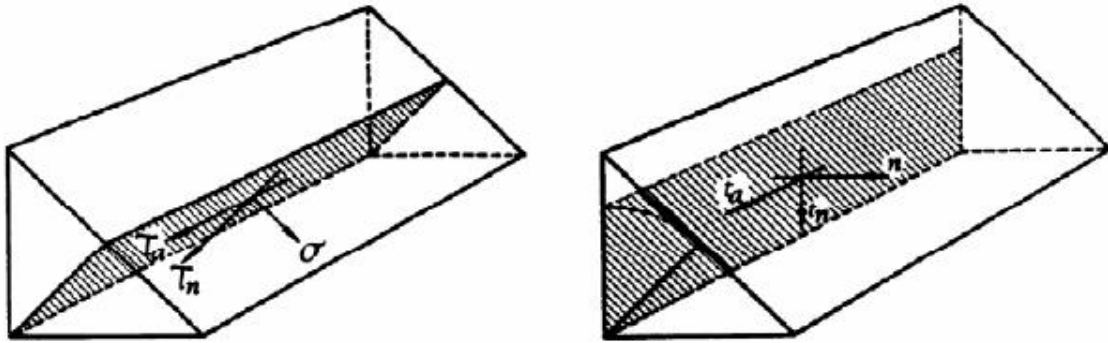
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{V_z} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = -2,31$ N/mm² (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{V_y} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = -14,02$ N/mm² (En cordones 3 y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{M_y}}{\partial z} = -0,33$ N/mm³

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{M_z}}{\partial y} = 0$ N/mm³

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 168,63 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 84,32 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.8 Unión 7: Alero pórtico hastial Sur

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -6,93 \text{ kN}$

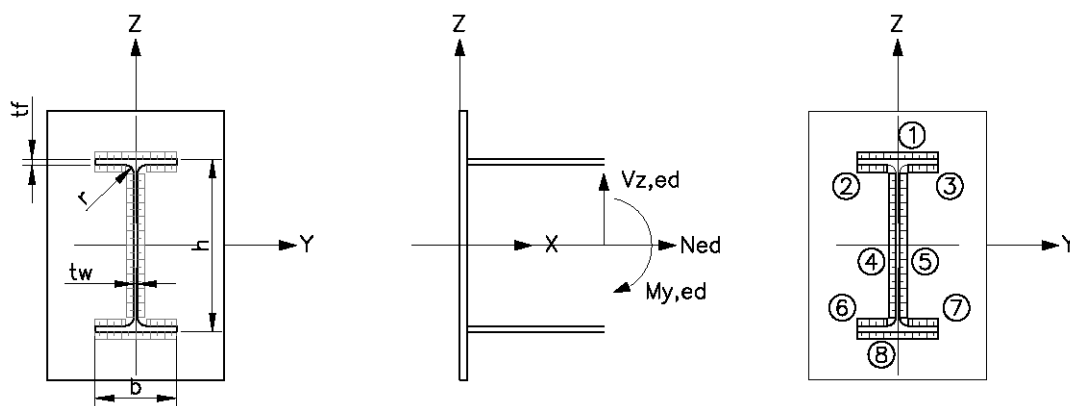
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 17,24 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $-2,60 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo (eje fuerte): $M_{y,Ed} = -20,36 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo (eje débil): $M_{z,Ed} = 1,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 160 \text{ mm}$

Ancho: $b = 82 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 7,4 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 5 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 9 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 5 mm

Garganta cordones 4 y 5: 3 mm

Área: $A = 21,73 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 951,24 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 92,16 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -0,319 \text{ N/mm}^2$

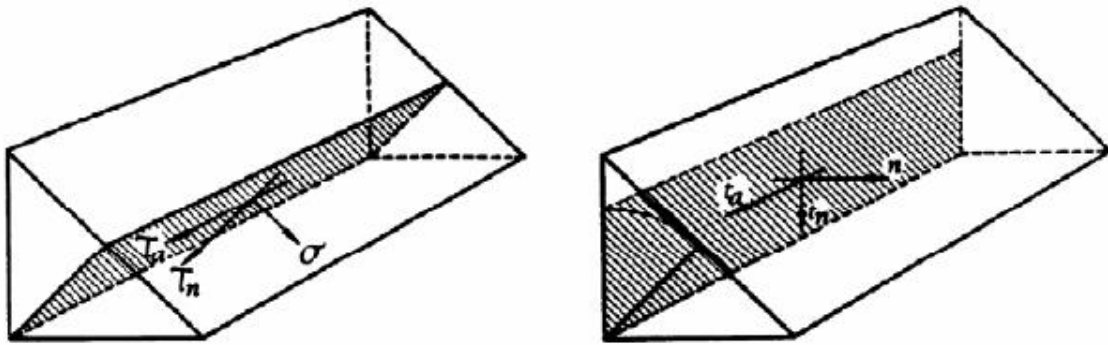
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = -1,84 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 22,59 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = -2,14 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 0,02 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Mises en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 262,81 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 131,40 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.9 Unión 8: Alero pórtico hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 92,50 \text{ kN}$

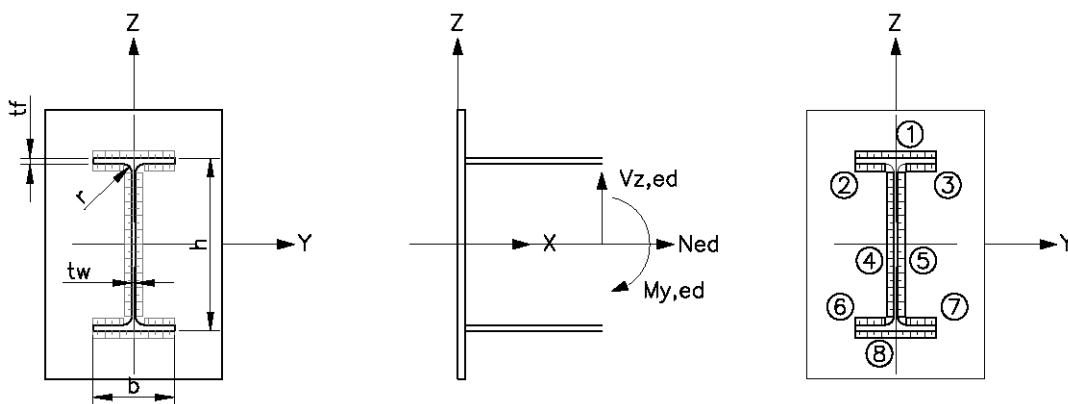
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 41,76 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $0,48 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = -89,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = 0,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 270 \text{ mm}$

Ancho: $b = 135 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 10,2 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 6,6 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 15 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 7 mm

Garganta cordones 4 y 5: 4 mm

Área: $A = 50,24 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 6359,74 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 573,54 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = 18,41 \text{ N/mm}^2$

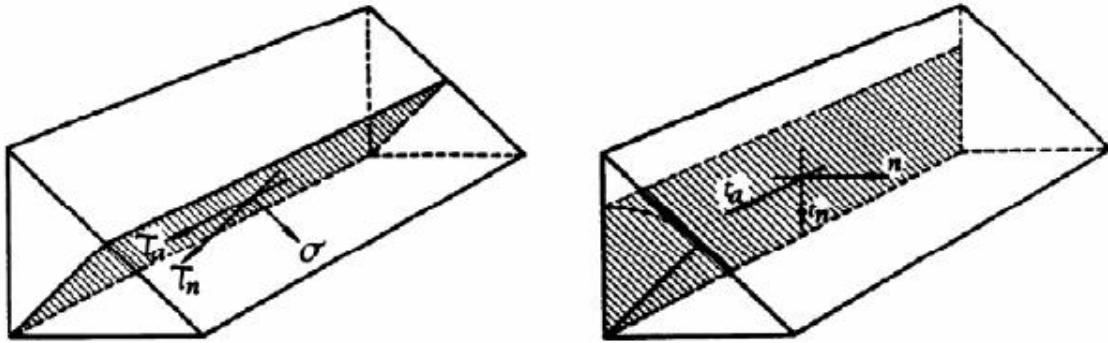
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 0,15 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 23,77 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = -1,41 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 7,50 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 310,67 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 155,34 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.10 Unión 9: Base pórtico central

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -63,01 \text{ kN}$

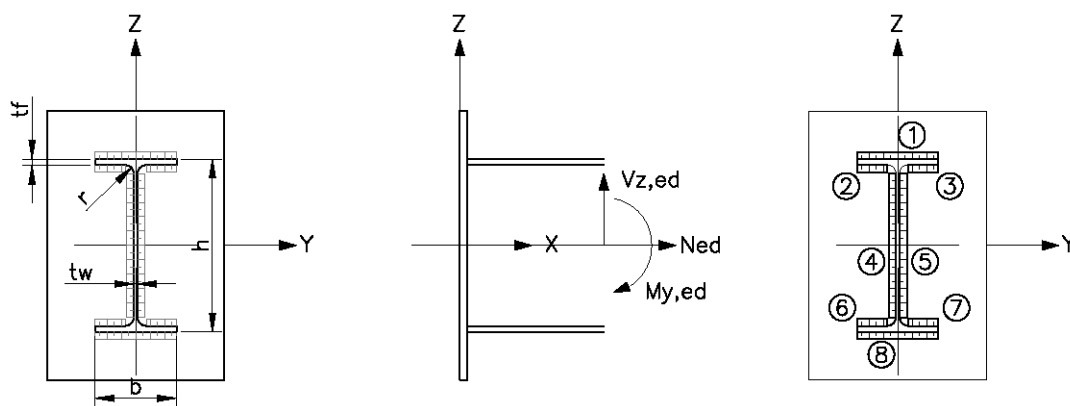
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 46,15 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $1,20 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo (eje fuerte): $M_{y,Ed} = 188,90 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo (eje débil): $M_{z,Ed} = 3,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 360 \text{ mm}$

Ancho: $b = 170 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 12,7 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 8 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 9 mm

Garganta cordones 4 y 5: 6 mm

Área: $A = 89,11 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 19093,36 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1479,76 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -7,07 \text{ N/mm}^2$

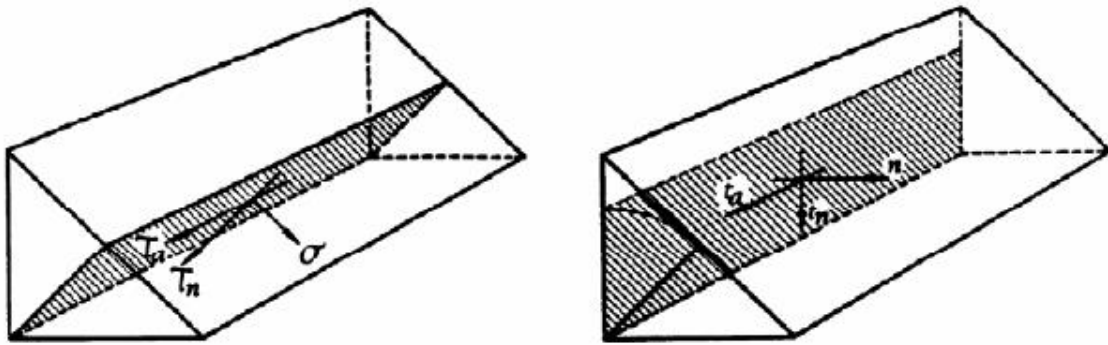
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 0,22 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 12,88 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 0,99 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 0,26 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 305,88 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7058823529411 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 152,94 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.11 Unión 10: Base pórtico adyacente

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -224,32 \text{ kN}$

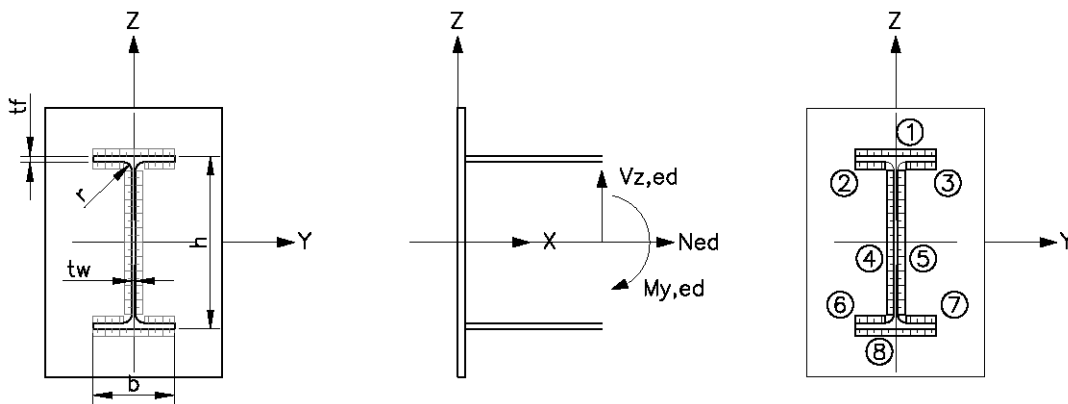
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = -56,09 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $-,49 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = -177,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = -5,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 400 \text{ mm}$

Ancho: $b = 180$ mm

Espesor del ala: $t_f = 13,5$ mm

Espesor del alma: $t_w = 8,6$ mm

Radio de encuentro ala-alma: $r = 21$ mm

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 9 mm

Garganta cordones 4 y 5: 6 mm

Área: $A = 95,41$ cm²

Momento de inercia en eje y: $I_y = 24895,23$ cm⁴

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1752,53$ cm⁴

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -23,51$ N/mm²

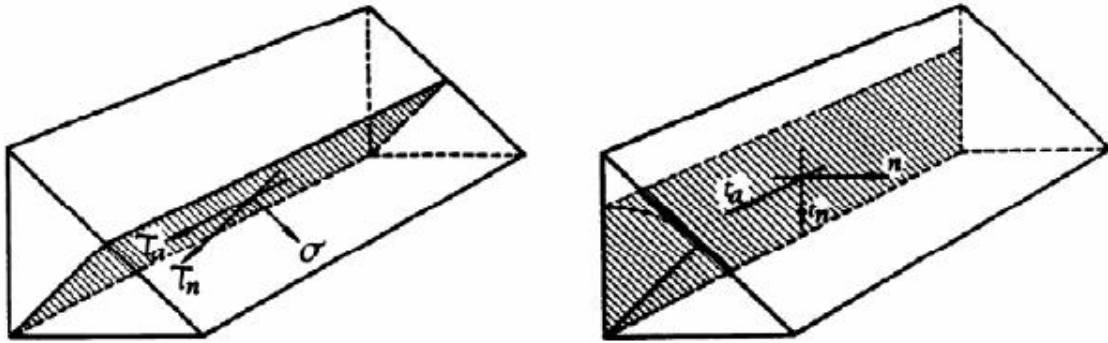
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{V_z} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = -0,27$ N/mm² (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{V_y} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = -14,12$ N/mm² (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{M_y}}{\partial z} = -0,71$ N/mm³

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{M_z}}{\partial y} = -0,29$ N/mm³

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 279,88 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 139,94 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.12 Unión 11: Base pórtico especial

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -176,67$ kN

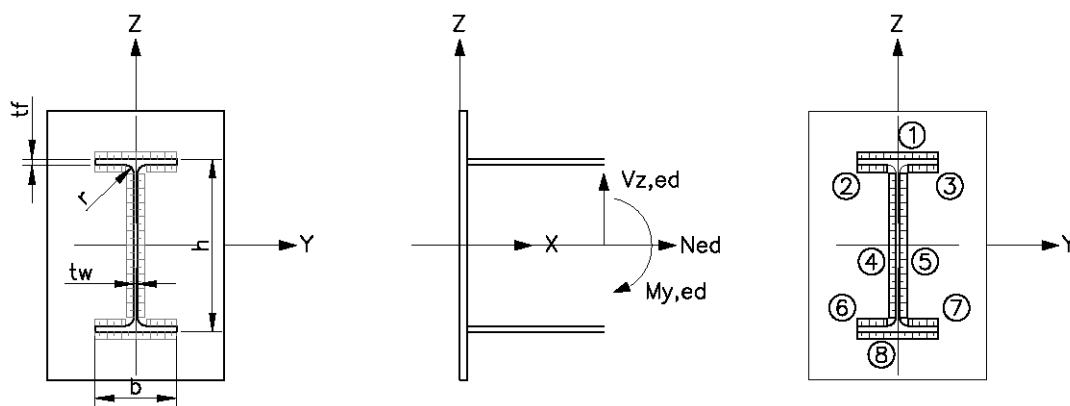
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = -22,69$ kN

Cortante de cálculo (eje débil): 0,20 kN

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = -174,31$ kN·m

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = 1,63$ kN·m

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 450$ mm

Ancho: $b = 190$ mm

Espesor del ala: $t_f = 14,6$ mm

Espesor del alma: $t_w = 9,4$ mm

Radio de encuentro ala-alma: $r = 21$ mm

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 10 mm

Garganta cordones 4 y 5: 6 mm

Área: $A = 111,18$ cm²

Momento de inercia en eje y: $I_y = 37237,69$ cm⁴

Momento de inercia en eje z: $I_z = 2292,02$ cm⁴

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -15,89 \text{ N/mm}^2$

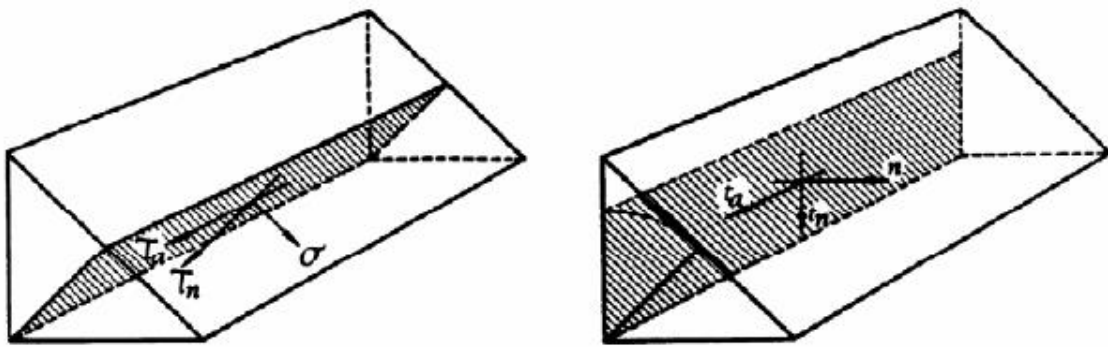
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 3,06 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = -4,99 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = -0,47 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 7,09 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 187,58 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 93,79 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.13 Unión 12: Base pórtico hastial Sur

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -141,72 \text{ kN}$

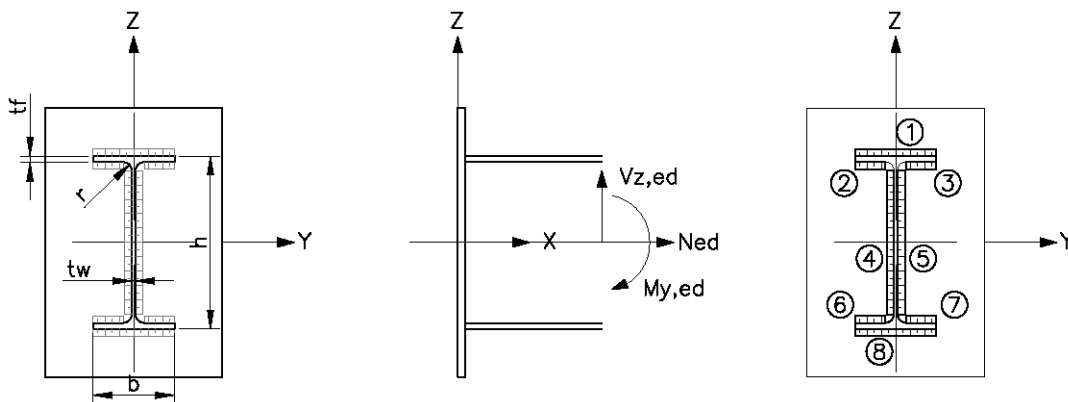
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 20,03 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $8,37 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = 52,77 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = 15,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 190 \text{ mm}$

Ancho: $b = 200$ mm

Espesor del ala: $t_f = 10$ mm

Espesor del alma: $t_w = 6,5$ mm

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18$ mm

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 7 mm

Garganta cordones 4 y 5: 5 mm

Área: $A = 63,45$ cm²

Momento de inercia en eje y: $I_y = 4383,80$ cm⁴

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1862,42$ cm⁴

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -22,34$ N/mm²

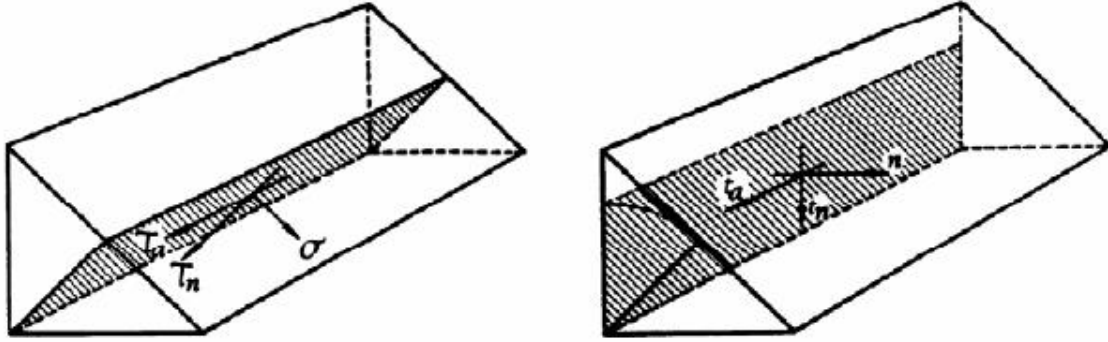
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 1,67$ N/mm² (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 14,95$ N/mm² (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 1,20$ N/mm³

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 0,84$ N/mm³

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 324,11 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 162,05 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.14 Unión 13: Base pilar intermedio pórtico hastial Sur

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 9,37 \text{ kN}$

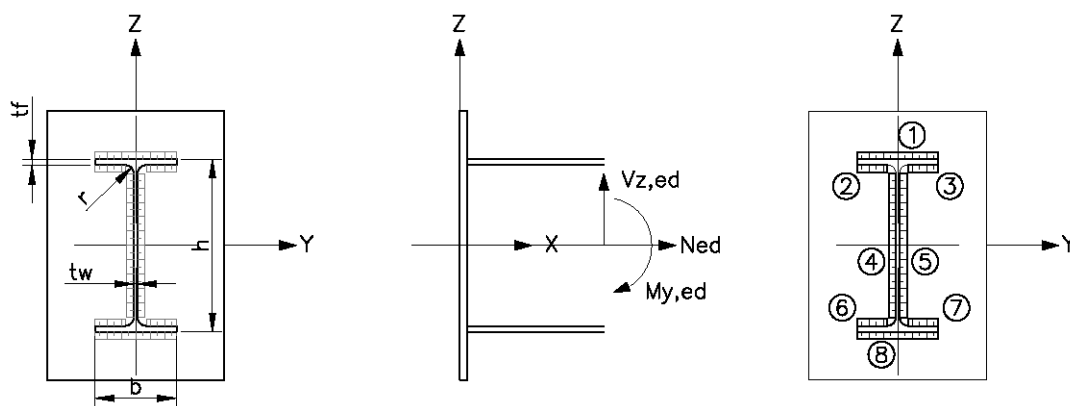
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = -37,73 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $0,23 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo (eje fuerte): $M_{y,Ed} = -95,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo (eje débil): $M_{z,Ed} = 1,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 270 \text{ mm}$

Ancho: $b = 135 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 10,2 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 6,6 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 15 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 7 mm

Garganta cordones 4 y 5: 4 mm

Área: $A = 50,24 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 6359,74 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 573,54 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = 1,87 \text{ N/mm}^2$

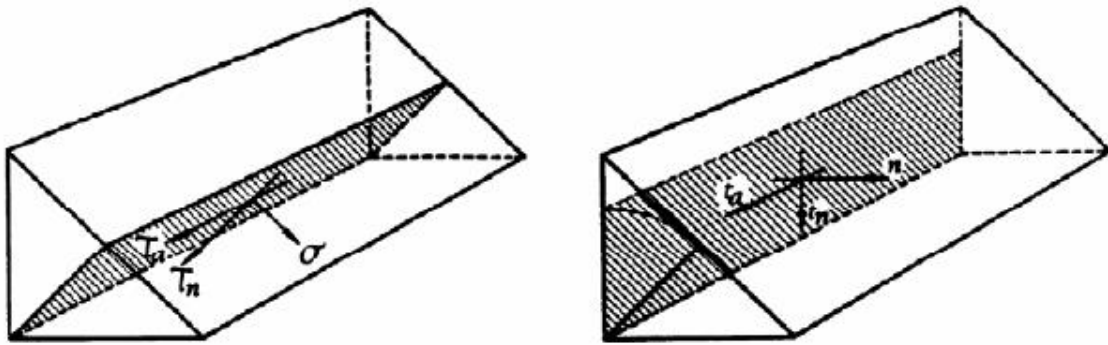
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 6,92 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = -21,48 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = -1,51 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 0,34 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 338,05 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 169,03 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.15 Unión 14: Base pórtico hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -213,70 \text{ kN}$

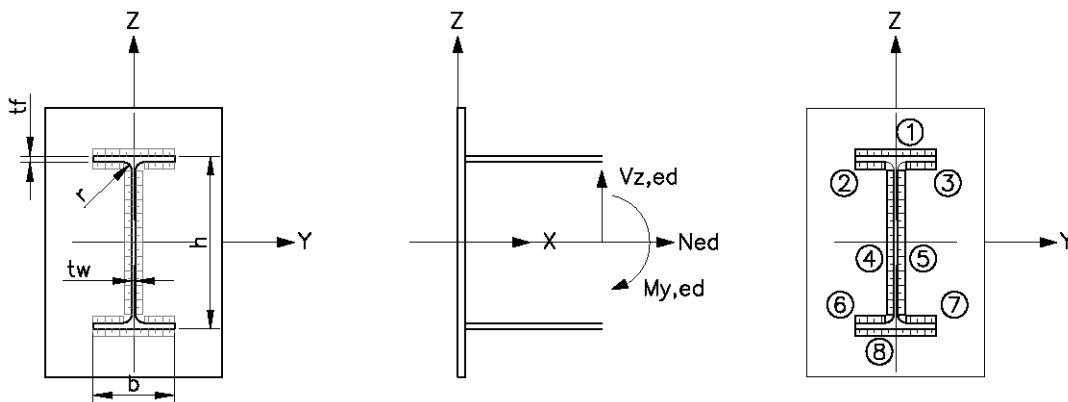
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 22,09 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $-3,94 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo(eje fuerte): $M_{y,Ed} = 56,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo(eje débil): $M_{z,Ed} = -7,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 190 \text{ mm}$

Ancho: $b = 200$ mm

Espesor del ala: $t_f = 10$ mm

Espesor del alma: $t_w = 6,5$ mm

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18$ mm

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 7 mm

Garganta cordones 4 y 5: 5 mm

Área: $A = 63,45$ cm²

Momento de inercia en eje y: $I_y = 4383,80$ cm⁴

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1862,42$ cm⁴

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -33,68$ N/mm²

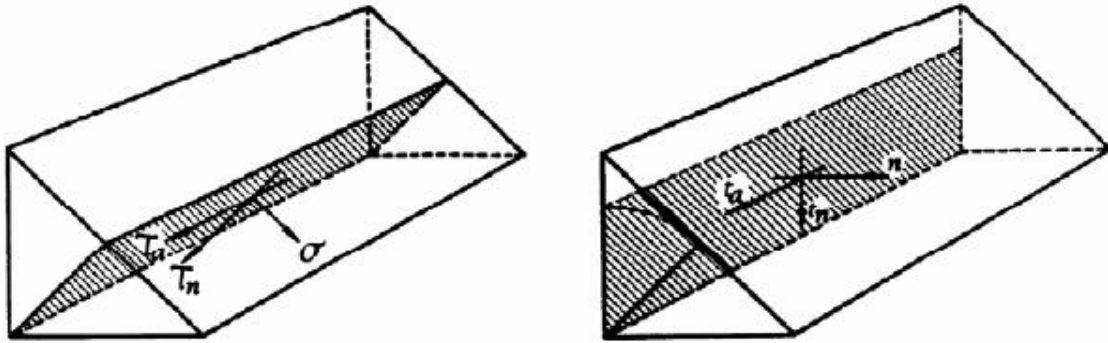
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = -0,79$ N/mm² (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 16,48$ N/mm² (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 1,29$ N/mm³

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = -0,43$ N/mm³

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 293,89 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 146,94 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

18.16 Unión 15: Base pilar intermedio hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de unión soldada ya indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.6.2 Resistencia de cálculo de uniones soldadas del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite de rotura del material: $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de correlación (material): $\beta_w = 0,85$

Coefficiente de seguridad material: $\gamma_{M2} = 1,25$

Los esfuerzos en el centro de gravedad de la sección de la barra son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -4,91 \text{ kN}$

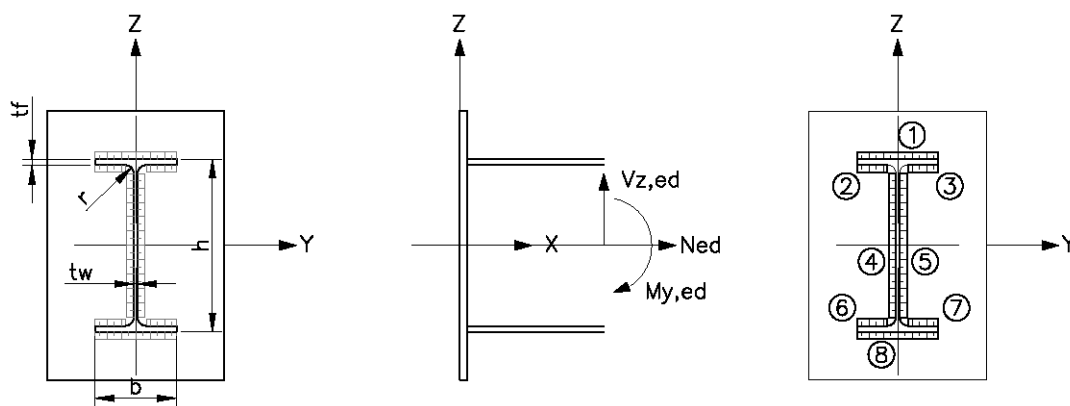
Cortante de cálculo (eje fuerte): $V_{z,Ed} = 46,78 \text{ kN}$

Cortante de cálculo (eje débil): $2,53 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo (eje fuerte): $M_{y,Ed} = 232,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo (eje débil): $M_{z,Ed} = 8,67 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La geometría a la que se hará referencia queda detallada en la siguiente figura:



Características de la sección de la barra:

Canto: $h = 685 \text{ mm}$

Ancho: $b = 170 \text{ mm}$

Espesor del ala: $t_f = 12,7 \text{ mm}$

Espesor del alma: $t_w = 8 \text{ mm}$

Radio de encuentro ala-alma: $r = 18 \text{ mm}$

Las gargantas de soldadura de los cordones son:

Garganta cordones 1,2,3,6,7 y 8: 8 mm

Garganta cordones 4 y 5: 5 mm

Área: $A = 109,72 \text{ cm}^2$

Momento de inercia en eje y: $I_y = 74267,06 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en eje z: $I_z = 1326,42 \text{ cm}^4$

Las tensiones sobre el plano de la placa frontal son:

Tensión normal debida a esfuerzo axial: $\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = -0,45 \text{ N/mm}^2$

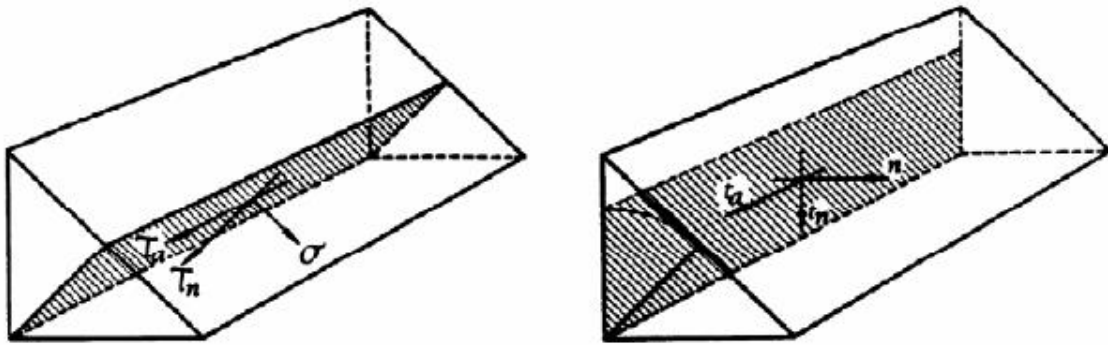
Tensión tangencial por cortante en eje z: $\tau_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = 0,53 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 1,2,3,6,7 y 8)

Tensión tangencial por cortante en eje y: $\tau_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = 7,50 \text{ N/mm}^2$ (En cordones 3y 4)

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje y: $\frac{\partial \sigma_{My}}{\partial z} = 0,31 \text{ N/mm}^3$

Gradiente de tensión normal debido a momento flector eje z: $\frac{\partial \sigma_{Mz}}{\partial y} = 0,65 \text{ N/mm}^3$

Para conocer las tensiones en el plano de la garganta de la soldadura, se realizan las siguientes transformaciones:



$$\sigma = \frac{n + l_n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_n = \frac{l_n - n}{\sqrt{2}}; \quad \tau_a = l_a$$

Se calcula la tensión de Von Misses en cada uno de los puntos de la sección de soldadura, según la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)}$$

En el punto más desfavorable se obtiene una tensión de: $\sigma_{VM} = 234,13 \text{ N/mm}^2$

Inferior a la admisible por CTE: $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,71 \text{ N/mm}^2$

Por otra parte también se comprueba que:

Tensión normal a la garganta de la soldadura en el punto más desfavorable: $\sigma_{Max} = 117,06 \text{ N/mm}^2$

Inferior al máximo limitado por CTE: $\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N/mm}^2$

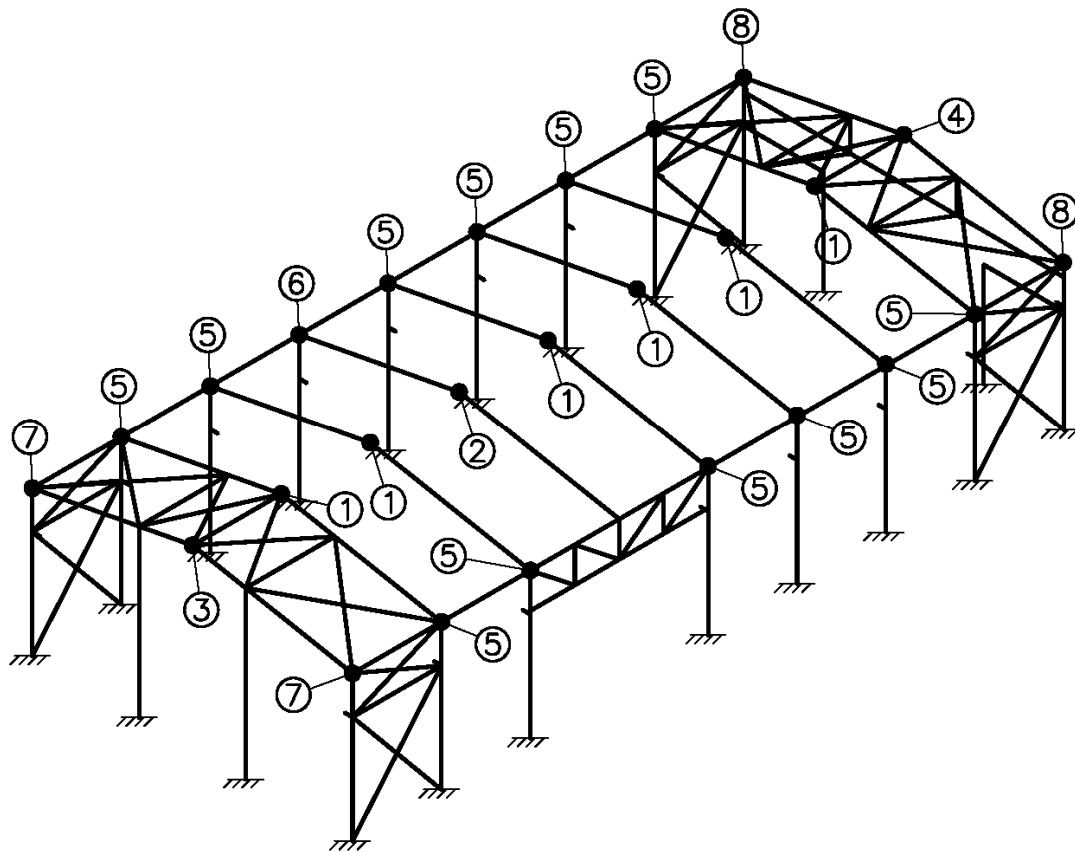
Queda comprobada la resistencia de la unión soldada

19 Cálculo de uniones atornilladas

19.1 Introducción

Este capítulo se va a centrar en la comprobación de las uniones atornilladas de los elementos que componen la estructura principal. Tal como se ha diseñado, el montaje en obra de las partes que componen la estructura, se realizará mediante uniones atornilladas.

Se enumeran las uniones a comprobar:



- 1.-Cubrería pórtico central
- 2.- Cubrería pórtico especial
- 3.- Cubrería pórtico hastial S
- 4.- Cubrería pórtico hastial N

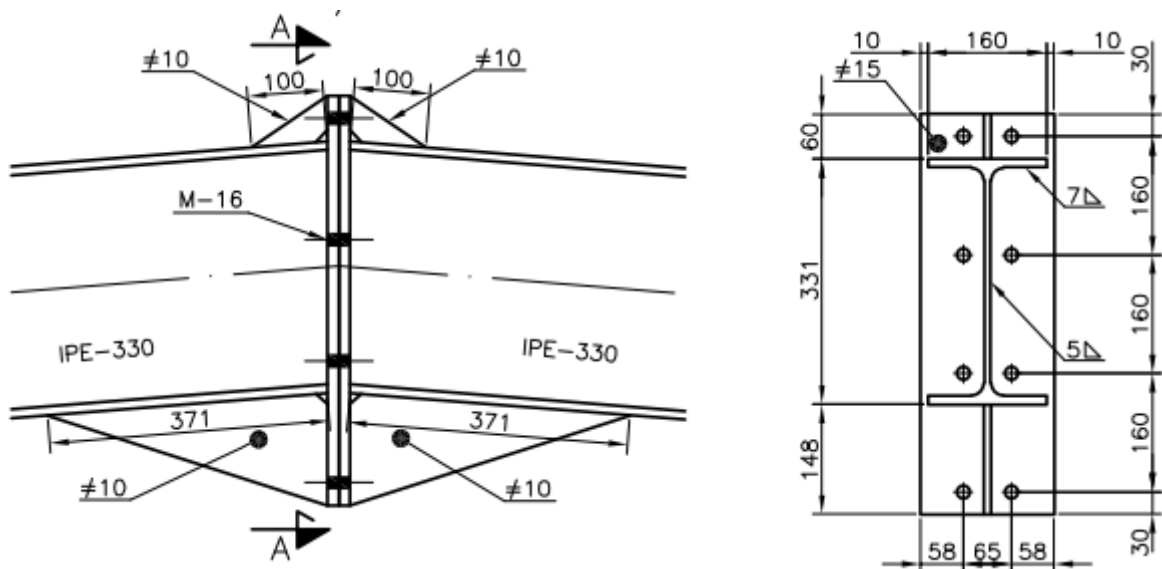
- 5.-Alero pórtico central y adyacente
- 6.-Alero pórtico especial
- 7.- Alero pórtico hastial S
- 8.- Alero pórtico hastial N

Las comprobaciones de cada una de las uniones indicadas se realizará a partir de los esfuerzos anteriormente tabulados

19.2 Unión 1: Cubrería pórtico central

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -35,42 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 2,7 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 113,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 16

Calidad: 8.8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

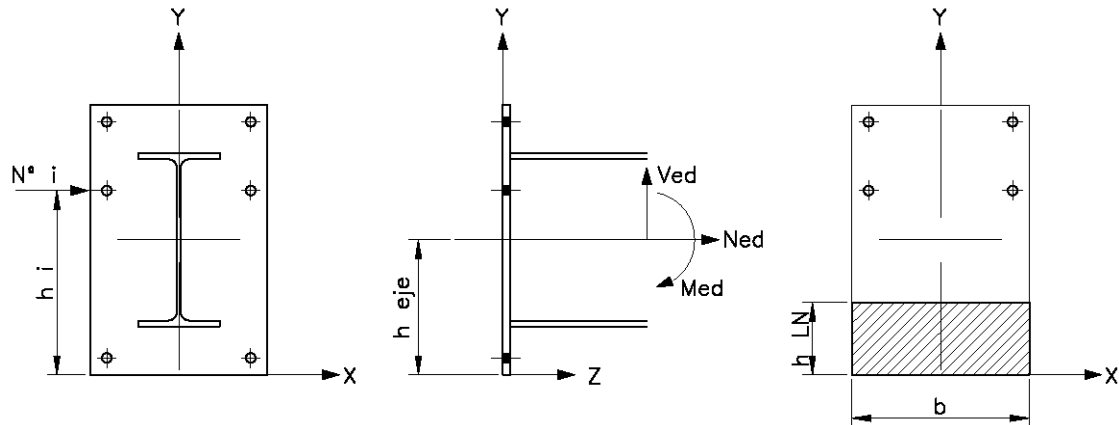
Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

Área resistente: $A_s = 157 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 22,6$ cm

Anchura placa: $b = 18$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^{\circ} 1 = 2$

Altura fila 1: $h_f^{\circ} 1 = 50,9$ cm

Nº fila 2: $N_f^{\circ} 2 = 2$

Altura fila 2: $h_f^{\circ} 2 = 35$ cm

Nº fila 3: $N_f^{\circ} 3 = 2$

Altura fila 3: $h_f^{\circ} 3 = 19$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 5,86 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 274,45$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -309,88$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 95,87$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 12,12$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{\max} = 458,87$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{\min} = -58,71$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

Tensión normal resistente del tornillo: $f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$

Tensión normal del tornillo más solicitado: $f_{p,Ed} = 458,87 \text{ N/mm}^2$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 639,42 \text{ kN}$

Número de tornillos resistentes ante cortante: $N_{cortante} = 8$

Coefficiente según geometría de taladro: $k_s = 1$

Coefficiente de rozamiento: $\mu = 0,2$

Capacidad resistente a cortante: $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 102,31 \text{ kN}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 2,70 \text{ kN}$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 79,93 \text{ kN}$

Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: $F_{t,Ed} = 72,04 \text{ kN}$

Capacidad resistente a cortante combinado con axil: $F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 28,53$

kN

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 2,70 \text{ kN}$

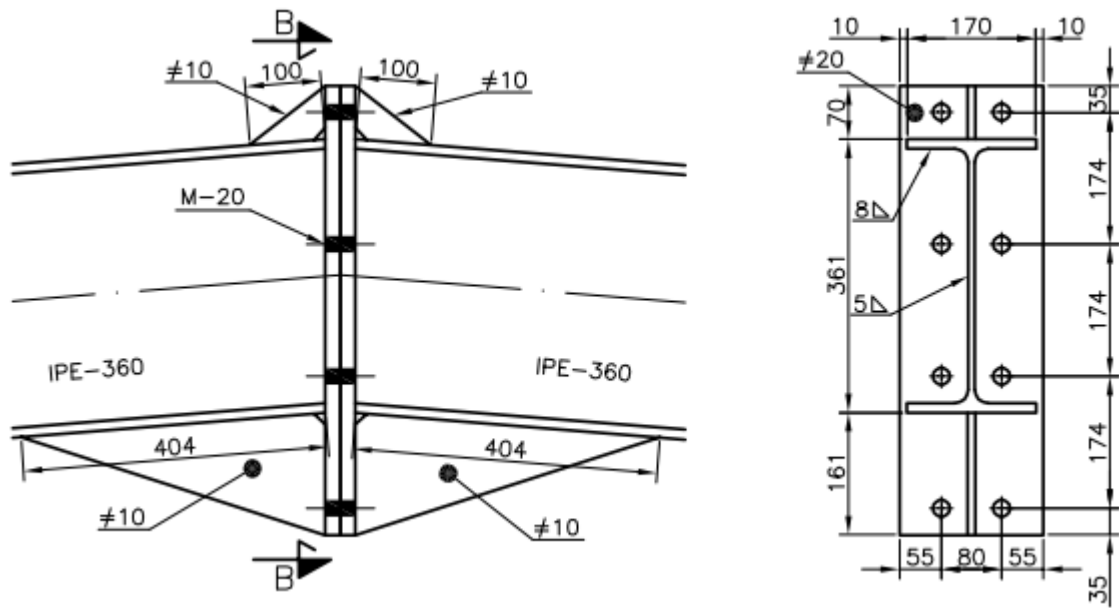
La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

19.3 Unión 2: Cumbra p[ortico especial

En este punto se procede a la comprobación de unión atornillada indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del C[odigo T[ecnico de la Edificaci[on-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -29,48 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 11,43 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 184,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 20

Calidad: 8,8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

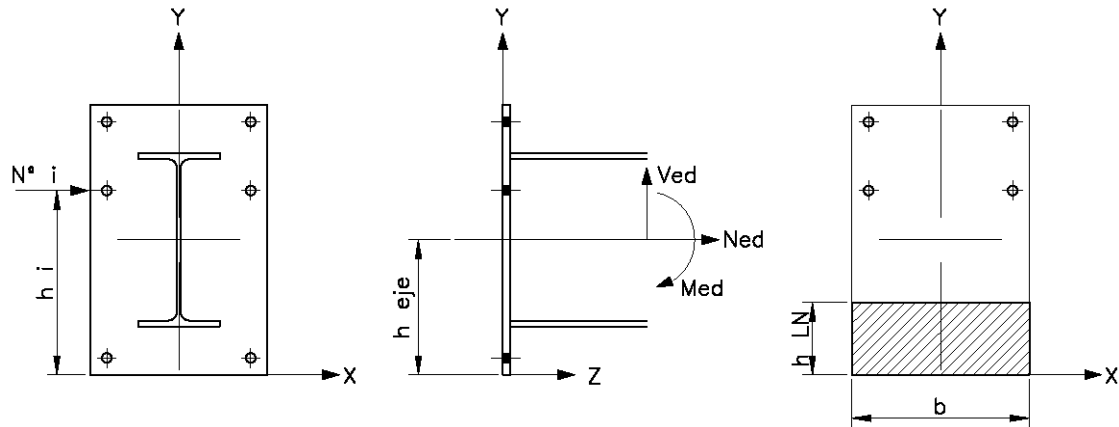
Área resistente: $A_s = 245 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:

Anejo: Cálculos estructurales



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 25,1$ cm

Anchura placa: $b = 19$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^o 1 = 2$

Altura fila 1: $h_f^o 1 = 55,8$ cm

Nº fila 2: $N_f^o 2 = 2$

Altura fila 2: $h_f^o 2 = 38,4$ cm

Nº fila 3: $N_f^o 3 = 2$

Altura fila 3: $h_f^o 3 = 21$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 7,19 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 418,29$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -447,77$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 157,60$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 21,46$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{max} = 452,31$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{min} = -65,55$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

Tensión normal resistente del tornillo: $f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$

Tensión normal del tornillo más solicitado: $f_{p,Ed} = 452,31 \text{ N/mm}^2$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 997,82 \text{ kN}$

Número de tornillos resistentes ante cortante: $N_{cortante} = 8$

Coefficiente según geometría de taladro: $k_s = 1$

Coefficiente de rozamiento: $\mu = 0,2$

Capacidad resistente a cortante: $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 159,65 \text{ kN}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 11,43 \text{ kN}$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 124,73 \text{ kN}$

Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: $F_{t,Ed} = 110,82 \text{ kN}$

Capacidad resistente a cortante combinado con axil: $F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 46,18$

kN

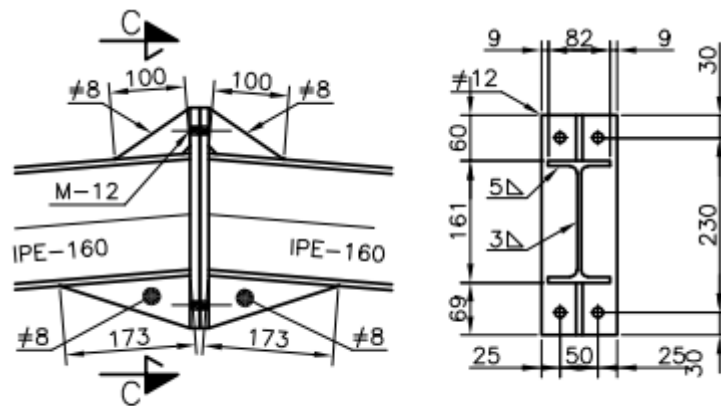
Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 11,43 \text{ kN}$

La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

19.4 Unión 3: Cumbra p_órtico hastial Sur

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 45,87 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 3,38 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 5,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 12

Calidad: 8.8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

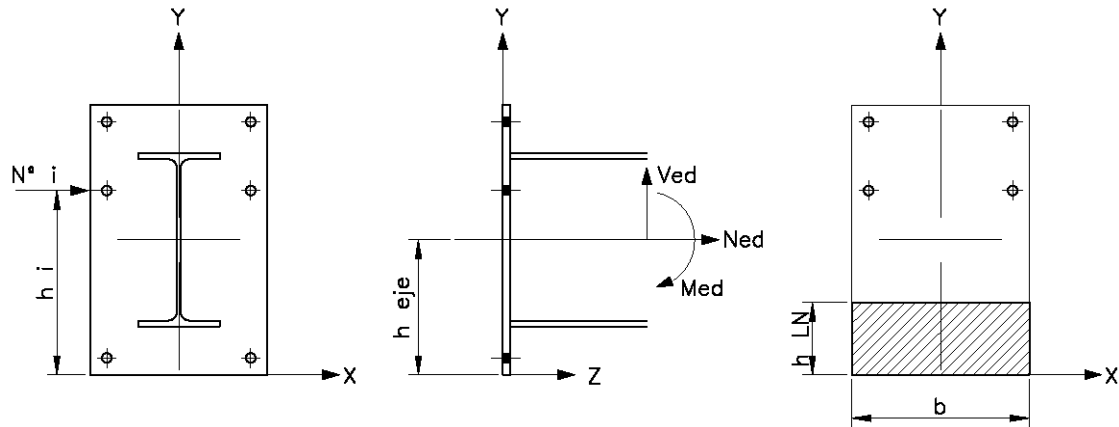
Área resistente: $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:

Anejo: Cálculos estructurales



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 14$ cm

Anchura placa: $b = 10$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^o 1 = 2$

Altura fila 1: $h_f^o 1 = 26$ cm

Nº fila 2: $N_f^o 2 = 2$

Altura fila 2: $h_f^o 2 = 3$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 0,78 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 49,14$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -3,26$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 11,48$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 1,70$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{max} = 274,26$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{min} = -8,33$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

Tensión normal resistente del tornillo: $f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$

Tensión normal del tornillo más solicitado: $f_{p,Ed} = 274,26 \text{ N/mm}^2$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 171,67 \text{ kN}$

Número de tornillos resistentes ante cortante: $N_{cortante} = 4$

Coefficiente según geometría de taladro: $k_s = 1$

Coefficiente de rozamiento: $\mu = 0,2$

Capacidad resistente a cortante: $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 27,47 \text{ kN}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 3,38 \text{ kN}$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 42,92 \text{ kN}$

Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: $F_{t,Ed} = 23,12 \text{ kN}$

Capacidad resistente a cortante combinado con axil: $F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 15,63$

kN

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 3,37 \text{ kN}$

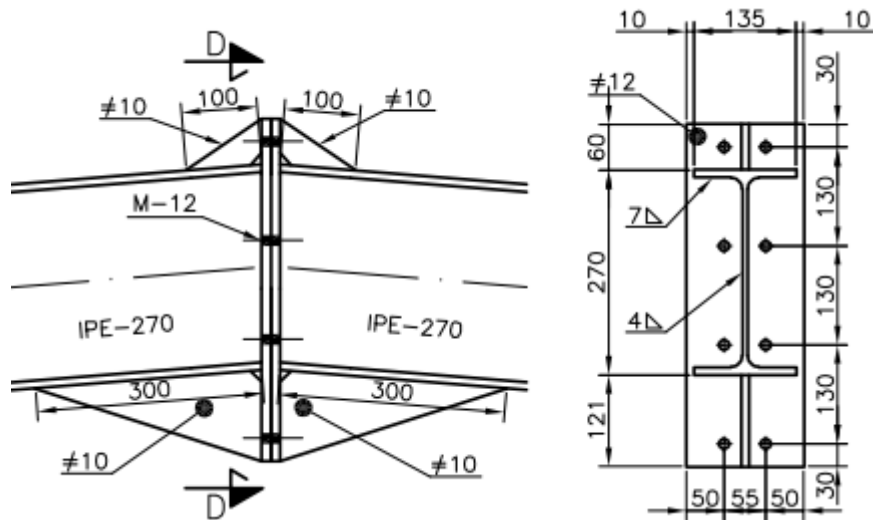
La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

19.5 Unión 4: Cumblera pórtico hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de unión atornillada indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 99,71 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 9,38 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 21,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 12

Calidad: 8.8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

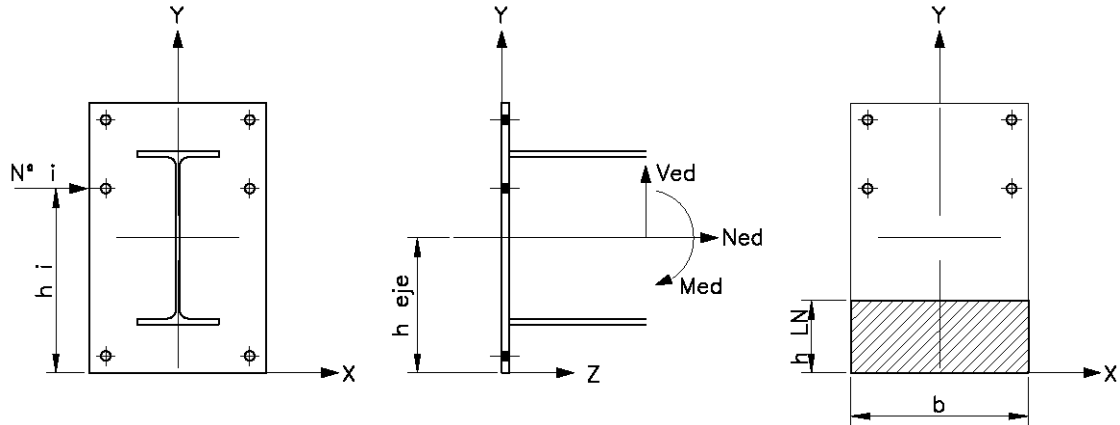
Área resistente: $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:

Anejo: Cálculos estructurales



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 25,6$ cm

Anchura placa: $b = 155$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^{\circ} 1 = 2$

Altura fila 1: $h_f^{\circ} 1 = 42,1$ cm

Nº fila 2: $N_f^{\circ} 2 = 2$

Altura fila 2: $h_f^{\circ} 2 = 29,1$ cm

Nº fila 3: $N_f^{\circ} 3 = 2$

Altura fila 3: $h_f^{\circ} 3 = 16,1$ cm

Nº fila 4: $N_f^{\circ} 4 = 2$

Altura fila 4: $h_f^{\circ} 4 = 3$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 0,77 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 144,99$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -45,28$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 45,73$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 0,23$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{\max} = 413,41$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{\min} = -7,59$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

Tensión normal resistente del tornillo: $f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$

Tensión normal del tornillo más solicitado: $f_{p,Ed} = 413,41 \text{ N/mm}^2$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 343,33 \text{ kN}$

Número de tornillos resistentes ante cortante: $N_{cortante} = 8$

Coefficiente según geometría de taladro: $k_s = 1$

Coefficiente de rozamiento: $\mu = 0,2$

Capacidad resistente a cortante: $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 54,93 \text{ kN}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 9,38 \text{ kN}$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 42,92 \text{ kN}$

Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: $F_{t,Ed} = 34,85 \text{ kN}$

Capacidad resistente a cortante combinado con axil: $F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 19,25$

kN

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 9,38 \text{ kN}$

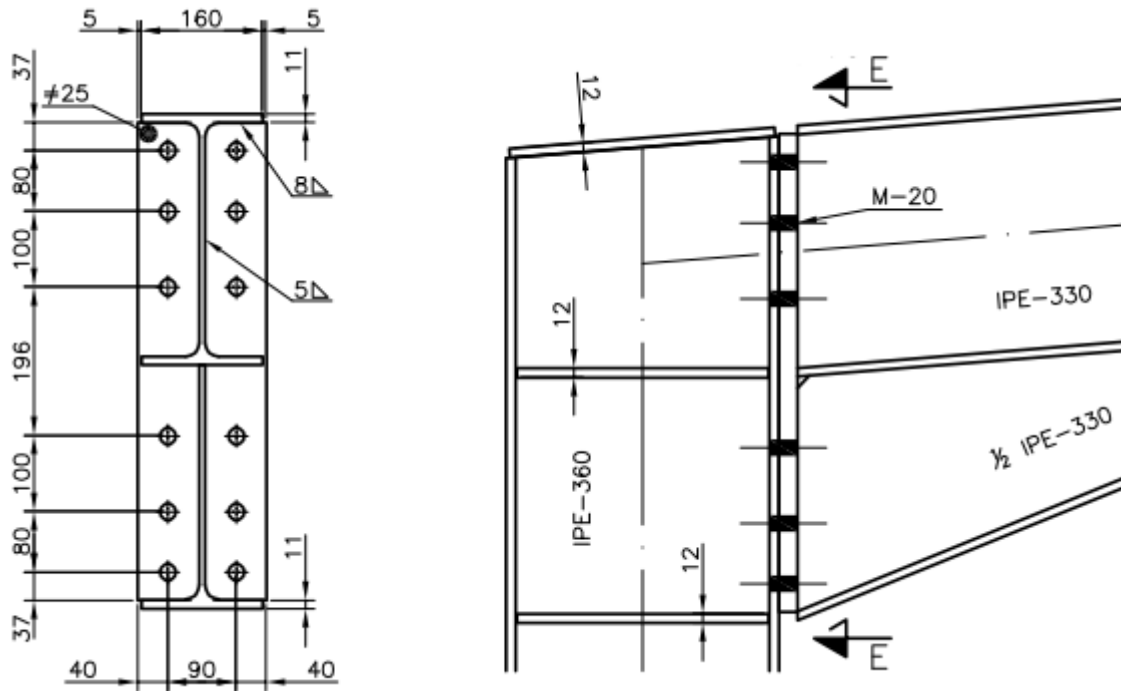
La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

19.6 Unión 5: Alero pórtico central y adyacente

En este punto se procede a la comprobación de unión atornillada indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -43,83 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 111,33 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 215,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 20

Calidad: 8.8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

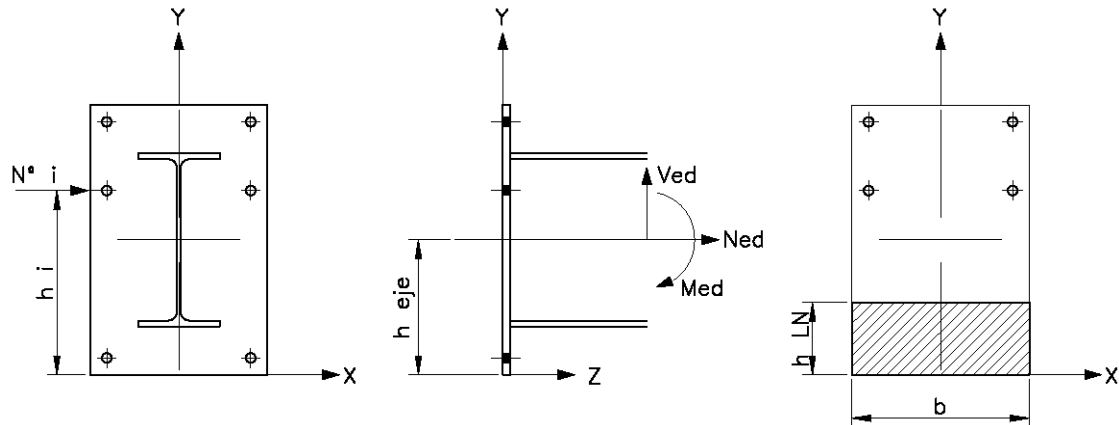
Área resistente: $A_s = 245 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:

Anejo: Cálculos estructurales



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 31,5$ cm

Anchura placa: $b = 17$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^{\circ} 1 = 2$

Altura fila 1: $h_f^{\circ} 1 = 59,3$ cm

Nº fila 2: $N_f^{\circ} 2 = 2$

Altura fila 2: $h_f^{\circ} 2 = 51,3$ cm

Nº fila 3: $N_f^{\circ} 3 = 2$

Altura fila 3: $h_f^{\circ} 3 = 41,3$ cm

Nº fila 4: $N_f^{\circ} 4 = 2$

Altura fila 4: $h_f^{\circ} 4 = 21,7$ cm

Nº fila 5: $N_f^{\circ} 5 = 2$

Altura fila 5: $h_f^{\circ} 5 = 11,7$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 9,3637957467810491 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 445,69$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -489,52$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 174,76$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 30,56$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{\max} = 334,56$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{\min} = -61,50$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

Tensión normal resistente del tornillo: $f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$

Tensión normal del tornillo más solicitado: $f_{p,Ed} = 334,56 \text{ N/mm}^2$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 1496,73 \text{ kN}$

Número de tornillos resistentes ante cortante: $N_{cortante} = 12$

Coefficiente según geometría de taladro: $k_s = 1$

Coefficiente de rozamiento: $\mu = 0,2$

Capacidad resistente a cortante: $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 239,48 \text{ kN}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 111,33 \text{ kN}$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 124,73 \text{ kN}$

Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: $F_{t,Ed} = 81,97 \text{ kN}$

Capacidad resistente a cortante combinado con axil: $F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} =$

113,57 kN

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 111,33 \text{ kN}$

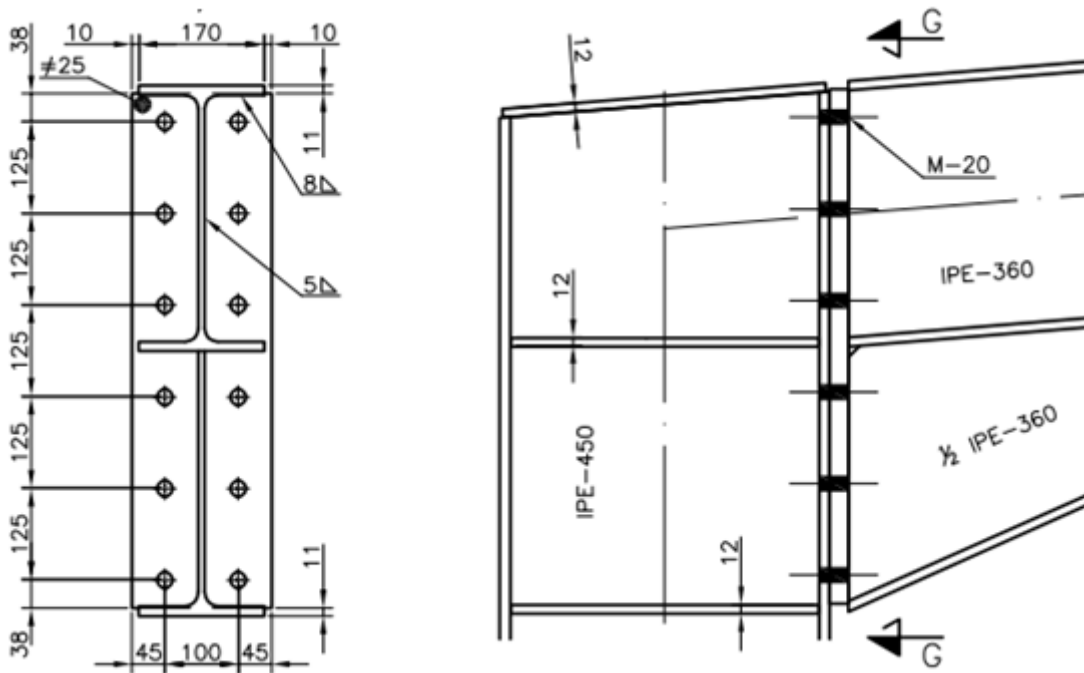
La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

19.7 Unión 6: Alero pórtico especial

En este punto se procede a la comprobación de unión atornillada indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = -87,44 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 26,45 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 247,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 20

Calidad: 8.8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

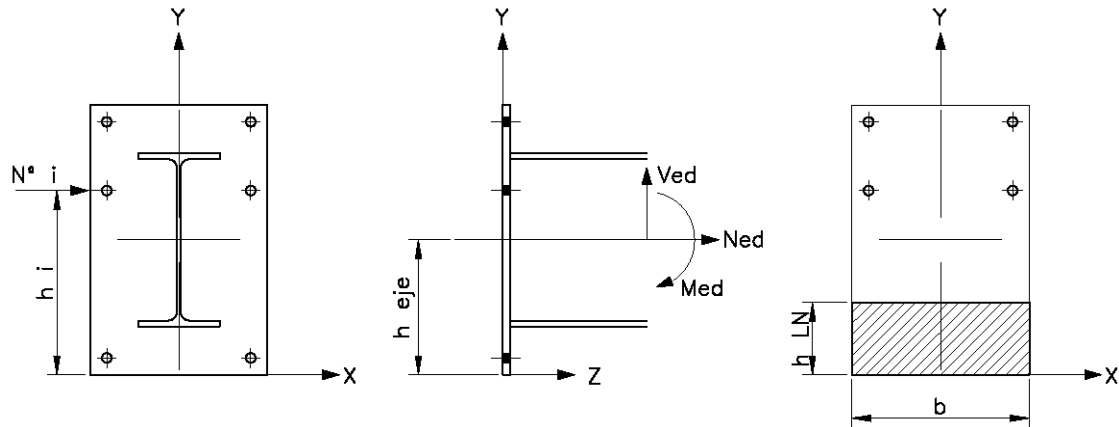
Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

Área resistente: $A_s = 245 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 35$ cm

Anchura placa: $b = 19$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^{\circ} 1 = 2$

Altura fila 1: $h_f^{\circ} 1 = 66,1$ cm

Nº fila 2: $N_f^{\circ} 2 = 2$

Altura fila 2: $h_f^{\circ} 2 = 53,6$ cm

Nº fila 3: $N_f^{\circ} 3 = 2$

Altura fila 3: $h_f^{\circ} 3 = 41,2$ cm

Nº fila 4: $N_f^{\circ} 4 = 2$

Altura fila 4: $h_f^{\circ} 4 = 28,7$ cm

Nº fila 5: $N_f^{\circ} 5 = 2$

Altura fila 5: $h_f^{\circ} 5 = 16,3$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 9,81 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 459,98$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -547,42$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 189,74$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 35,81$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{\max} = 342,88$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{\min} = -58,73$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

$$\text{Tensión normal resistente del tornillo: } f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tensión normal del tornillo más solicitado: } f_{p,Ed} = 342,88 \text{ N/mm}^2$$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

$$\text{Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: } F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 1496,73 \text{ kN}$$

$$\text{Número de tornillos resistentes ante cortante: } N_{cortante} = 12$$

$$\text{Coeficiente según geometría de taladro: } k_s = 1$$

$$\text{Coeficiente de rozamiento: } \mu = 0,2$$

$$\text{Capacidad resistente a cortante: } F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 239,48 \text{ kN}$$

$$\text{Cortante de cálculo: } V_{Ed} = 26,45 \text{ kN}$$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

$$\text{Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: } F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 124,73 \text{ kN}$$

$$\text{Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: } F_{t,Ed} = 84,01 \text{ kN}$$

$$\text{Capacidad resistente a cortante combinado con axil: } F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} =$$

$$110,44 \text{ kN}$$

$$\text{Cortante de cálculo: } V_{Ed} = 26,45 \text{ kN}$$

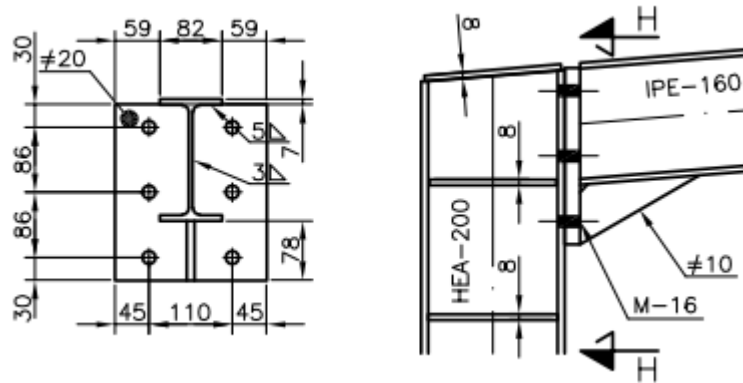
La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

19.8 Unión 7: Alero pórtico hastial Sur

En este punto se procede a la comprobación de unión atornillada indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 4,63 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 0,59 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 4,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 16

Calidad: 8.8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

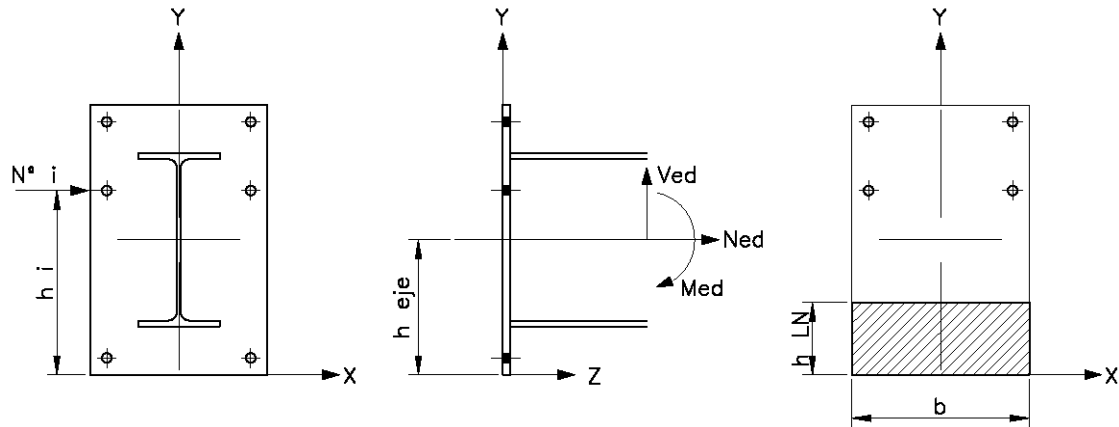
Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

Área resistente: $A_s = 157 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 15,9$ cm

Anchura placa: $b = 20$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^{\circ 1} = 2$

Altura fila 1: $h_f^{\circ 1} = 20,2$ cm

Nº fila 2: $N_f^{\circ 2} = 2$

Altura fila 2: $h_f^{\circ 2} = 11,6$ cm

Nº fila 3: $N_f^{\circ 3} = 2$

Altura fila 3: $h_f^{\circ 3} = 3$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 2,94 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 33,84$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -32,04$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 4,81$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 0,63$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{\max} = 73,86$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{\min} = -10,90$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

Tensión normal resistente del tornillo: $f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$

Tensión normal del tornillo más solicitado: $f_{p,Ed} = 73,86 \text{ N/mm}^2$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 479,56 \text{ kN}$

Número de tornillos resistentes ante cortante: $N_{cortante} = 6$

Coefficiente según geometría de taladro: $k_s = 1$

Coefficiente de rozamiento: $\mu = 0,2$

Capacidad resistente a cortante: $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 76,73 \text{ kN}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 0,59 \text{ kN}$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 79,93 \text{ kN}$

Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: $F_{t,Ed} = 11,60 \text{ kN}$

Capacidad resistente a cortante combinado con axil: $F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 67,82$

kN

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 0,59 \text{ kN}$

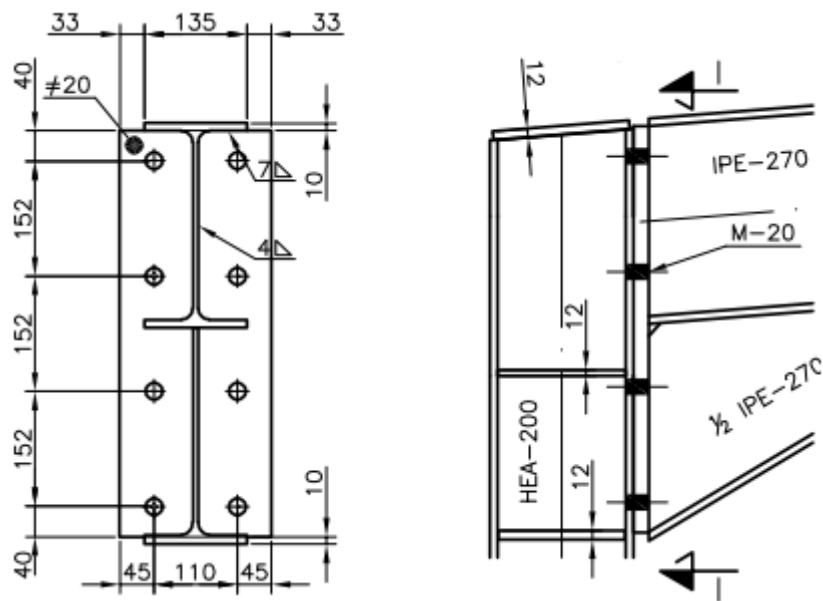
La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

19.9 Unión 8: Alero pórtico hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de unión atornillada indicada.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.5.3 Tornillos pretensados y 8.8.4 Uniones en piezas flectadas: con chapa frontal, ambos del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Las características de la unión se pueden observar en las siguientes figuras:



Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la unión son:

Axil de cálculo: $N_{Ed} = 92,50 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante de cálculo: $V_{Ed} = 41,76 \text{ kN}$

Momento flector de cálculo respecto al eje de la barra: $M_{Ed} = 89,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Los elementos de unión son tornillos de alta resistencia, de las siguientes características:

Métrica: 20

Calidad: 8.8

Tensión de rotura: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

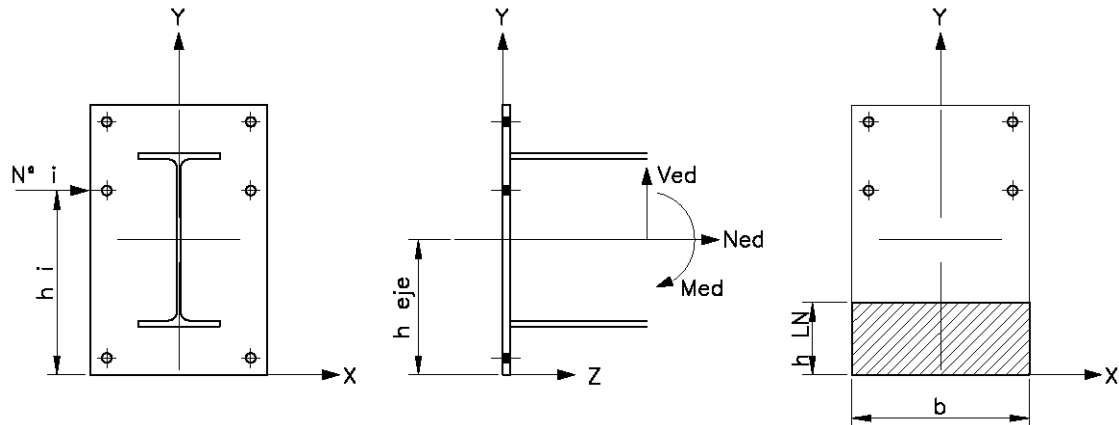
Tensión límite elástico: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

Área resistente: $A_s = 245 \text{ mm}^2$

La placa frontal de unión es de acero S-275 JR

Tensión límite elástico material: 275 N/mm^2

En la siguiente imagen se observa la geometría de la unión:



En este caso, toman los valores:

Altura eje barra: $h_{eje} = 41$ cm

Anchura placa: $b = 20$ cm

Filas de tornillos a tracción:

Nº fila 1: $N_f^{\circ 1} = 2$

Altura fila 1: $h_f^{\circ 1} = 49,5$ cm

Nº fila 2: $N_f^{\circ 2} = 2$

Altura fila 2: $h_f^{\circ 2} = 34,4$ cm

Nº fila 3: $N_f^{\circ 3} = 2$

Altura fila 3: $h_f^{\circ 3} = 19,2$ cm

Realizando sucesivas iteraciones, se obtiene, la posición de la línea neutra:

Altura de la línea neutra: 5,53 cm

Siendo:

Resultante de tracción en los tornillos: $\sum F_{Tornillos} = 333,43$ kN

Resultante de compresión en la placa: $\sum F_{Placa} = -240,93$ kN

Sumatorio de momentos respecto a L.N. de los tornillos: $\sum M_{Tornillos} = 113,83$ kN·m

Momento respecto a L.N. por compresión en la placa: $\sum M_{Placa} = 8,89$ kN·m

Tensión de tracción máxima en tornillo: $\sigma_{Tornillos}^{\max} = 353,74$ N/mm²

Tensión de compresión máxima en placa: $\sigma_{Placa}^{\min} = -43,54$ N/mm²

Valores inferiores a las capacidades resistentes de ambos materiales

Se comprueban los tornillos ante axil, cortante e interacción de ambos esfuerzos:

Comprobación a axil

Tensión normal resistente del tornillo: $f_{p,cd} = 509,09 \text{ N/mm}^2$

Tensión normal del tornillo más solicitado: $f_{p,Ed} = 353,74 \text{ N/mm}^2$

La capacidad resistente es superior al axil de cálculo.

Comprobación a cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de toda la unión: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 997,82 \text{ kN}$

Número de tornillos resistentes ante cortante: $N_{cortante} = 8$

Coefficiente según geometría de taladro: $k_s = 1$

Coefficiente de rozamiento: $\mu = 0,2$

Capacidad resistente a cortante: $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} = 159,65 \text{ kN}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 41,76 \text{ kN}$

La capacidad resistente es superior al esfuerzo cortante de cálculo.

Comprobación ante axil y cortante:

Fuerza de pretensado de cálculo de un tornillo: $F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{yb} \cdot A_s = 124,73 \text{ kN}$

Tracción máxima sobre el tornillo más solicitado: $F_{t,Ed} = 86,67 \text{ kN}$

Capacidad resistente a cortante combinado con axil: $F_{s,Rd,Comb} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 70,91$

kN

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 41,76 \text{ kN}$

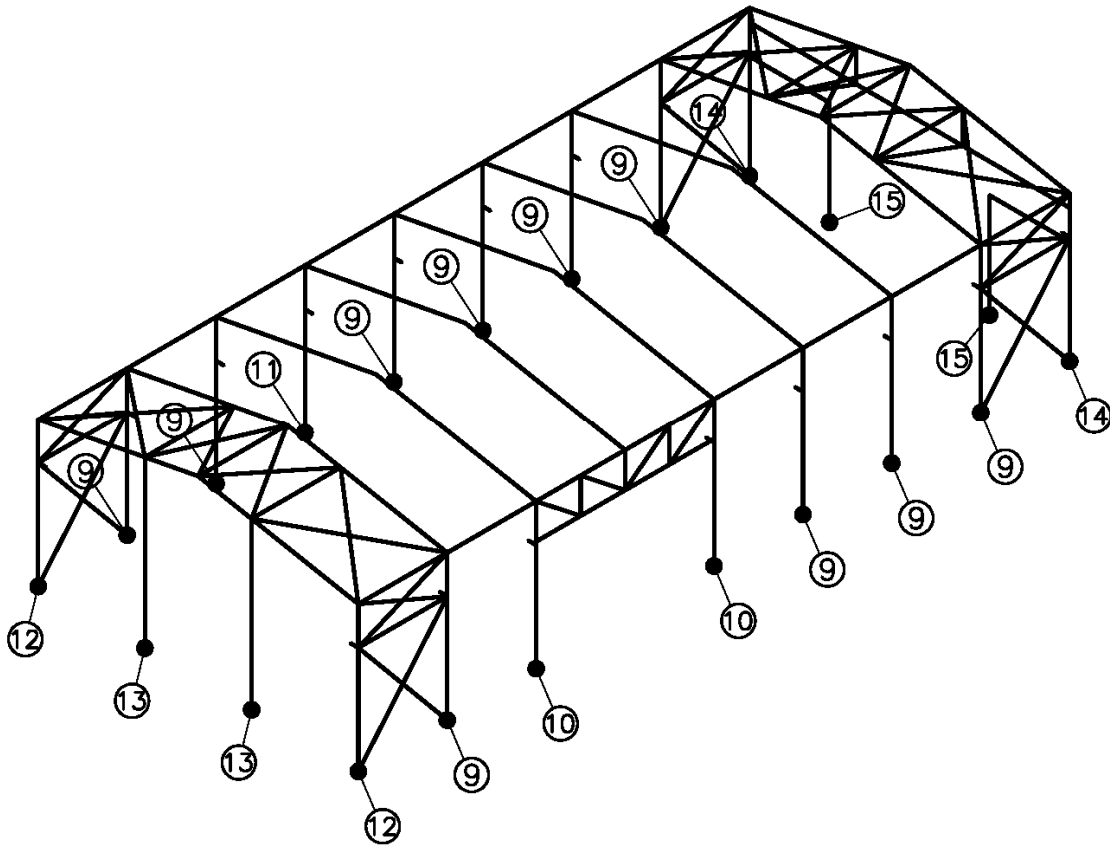
La capacidad de los tornillos es superior a la combinación de esfuerzos de cálculo

20 Placas base

20.1 Introducción

Este capítulo se va a centrar en la comprobación de las placas base de los pilares que componen la estructura principal.

Se enumeran las placas base a comprobar:



- 9.-Base pórtico central
- 10.- Base pórtico adyacente
- 11.- Base pórtico especial
- 12.- Base pórtico hastial S

- 13.- Base P. intermedio hastial S
- 14.- Base pórtico hastial N
- 15.- Base P. intermedio hastial N

Las comprobaciones de cada una de las uniones indiadas se realizará a partir de los esfuerzos anteriormente tabulados

20.2 Unión 9: Base pórtico central

En este punto se procede a la comprobación de la placa base diseñada para el pilar indicado.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.8.1 Basas de soportes del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material placa: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{placa} = 1,1$

Tensión límite elástico cálculo material placa: $f_{yd} = 250 \text{ N/mm}^2$

Espesor de la placa: $t = 2,5$ cm

Resistencia característica del hormigón de la cimentación: $f_c = 25$ N/mm²

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_c = 1,5$

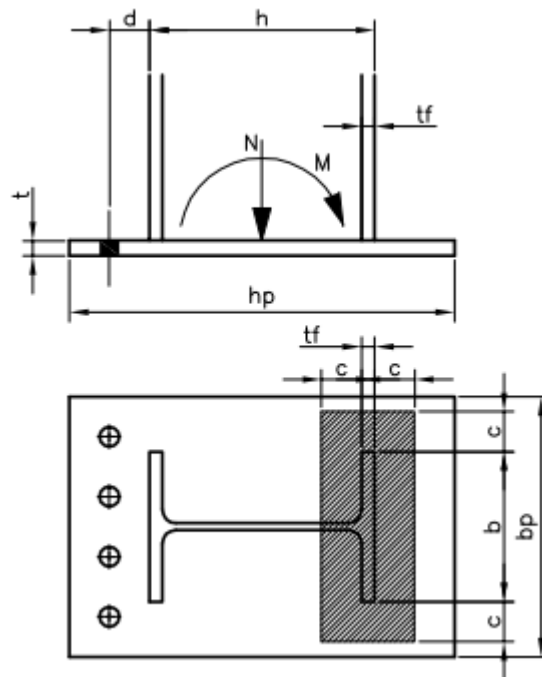
Resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación: $f_{cd} = 16,67$ N/mm²

Tensión límite elástico pernos anclaje: $f_{y,anclaje} = 500$ N/mm²

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{anclaje} = 1,15$

Tensión límite elástico cálculo pernos anclaje: $f_{yd,anclaje} = 434,78$ N/mm²

Se incluye la siguiente figura donde se pueden observar las próximas dimensiones indicadas:



Geometría:

Pilar

Canto: $h = 36$ cm

Ancho: $b = 19,4$ cm

Espesor ala: $t_f = 1,27$ cm

Placa

Canto: $h_p = 54$ cm

Ancho: $b_p = 37,4$ cm

Zapata

Longitud: $l_z = 325$ cm

Ancho: $b_z = 160$ cm

Canto: $h_z = 110$ cm

Respecto a los pernos de anclaje:

Número de anclajes traccionados: $N_{anclajes,t} = 3$

Métrica del anclaje: $M = 27$

Separación al pilar: $d = 4,5$ cm

Los esfuerzos de cálculo son:

Esfuerzos	Comprobación placa	Comprobación anclaje
NEd (kN)	63,01	275,27
VzEd (kN)	46,15	49,83
VyEd (kN)	1,20	0,70
MyEd (kN·m)	188,90	148,59
MzEd (kN·m)	3,87	2,16

Se realiza la comprobación de la zona a compresión:

Largo área portante equivalente: $a_1 = 164$ cm

Ancho área portante equivalente: $b_1 = 147,4$ cm

Factor de concentración: $k_j = 3,4597$

Coefficiente unión: $\beta_j = 0,6667$

Resistencia portante de la superficie: $f_{j,d} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \Rightarrow f_{j,d} = 55$ N/mm².

Ancho de banda de reparto de compresiones: $c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{j,d}}} = 3,0773$ cm

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 1043,53$ kN

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 519,83$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 27,40$ N/mm².

Según momento flector en eje secundario de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 1470,07$ kN

Tensión compresión admisible por la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 9,25$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 0,35$ N/mm².

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 27,74 \text{ N/mm}^2$.

A partir de este punto se realiza la comprobación de los anclajes

Se procede a evaluar la resistencia a cortante de los mismos (excluyendo efectos de rozamiento)

Número de anclajes frente a cortante: $N_{anclajes,v} = 6$

Métrica: $M = 27$

Sobremedida: $\Delta\phi = 3 \text{ mm}$

La resistencia a cortante se obtiene como el valor mínimo entre:

$$F_{v,Rd,1} = 0,5 \cdot \frac{n \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 598,70 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,2} = 2,5 \cdot \frac{n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 815,22 \text{ kN}$$

Siendo su valor de: $F_{v,Rd} = 598,70 \text{ kN}$

El esfuerzo cortante de cálculo es: $F_{v,Ed} = \sqrt{V_{f,Ed}^2 + V_{d,Ed}^2} = 46,17 \text{ kN}$

Comprobación a axil de los pernos:

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 538,83 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 438,41 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 318,38 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 359,22 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 16,61 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 18,10 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 336,48 \text{ N/mm}^2$.

Comprobación ante interacción de esfuerzos: tracción y cortante

Esfuerzo cortante de cálculo sobre los anclajes: $F_{v,Ed} = 46,17 \text{ kN}$

Resistencia a cortante de los anclajes: $F_{v,Rd} = 598,70 \text{ kN}$

Esfuerzo axil de cálculo sobre los anclajes: $\sigma_{t,Ed} = 336,48 \text{ N/mm}^2$.

Tensión axil admisible de los anclajes: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

$$Aprovechamiento \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{\sigma_{t,Ed}}{1,4 \sigma_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,6913 \leq 1$$

Es coeficiente de aprovechamiento es menor que 1. Por tanto cumple la comprobación efectuada.

Comprobación placa base

Se proponen unos rigidizadores (refuerzos) de la siguiente geometría:

Número: $N_{Rig}^o = 2 \text{ ud}$ Espesor: $t_{Rig} = 1,2 \text{ cm}$ Altura: $h_{Rig} = 25 \text{ cm}$

Momento resistente de la placa con rigidizadores (refuerzos): $M_{pl+ref,Rd} = 86,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por compresión: $M_{pl,Ed,c} = 83,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por tracción anclajes: $M_{pl,Ed,t} = 19,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Así el momento flector de cálculo es el máximo de los dos anteriores: $M_{pl,Ed} = 83,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$

20.3 Unión 10: Base pórtico adyacente

En este punto se procede a la comprobación de la placa base diseñada para el pilar indicado.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.8.1 Basas de soportes del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material placa: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{placa} = 1,1$

Tensión límite elástico cálculo material placa: $f_{yd} = 250 \text{ N/mm}^2$

Espesor de la placa: $t = 2,5 \text{ cm}$

Resistencia característica del hormigón de la cimentación: $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_c = 1,5$

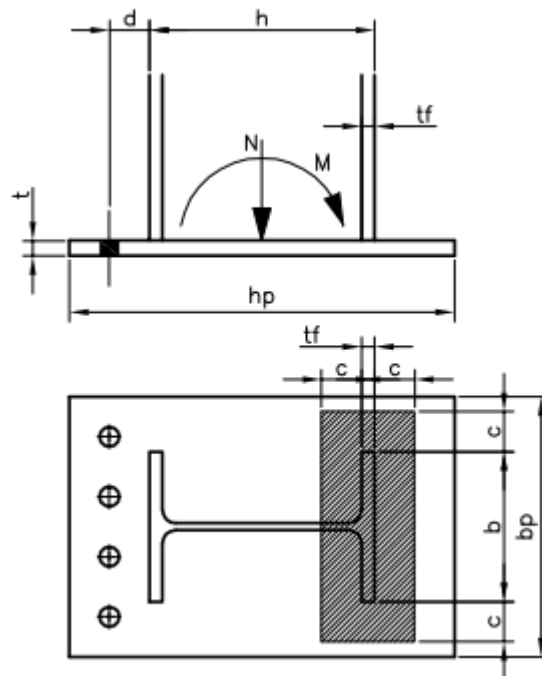
Resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico pernos anclaje: $f_{y,anclaje} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{anclaje} = 1,15$

Tensión límite elástico cálculo pernos anclaje: $f_{yd,anclaje} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

Se incluye la siguiente figura donde se pueden observar las próximas dimensiones indicadas:



Geometría:

Pilar

Canto: $h = 40 \text{ cm}$

Ancho: $b = 21 \text{ cm}$

Espesor ala: $t_f = 1,35 \text{ cm}$

Placa

Canto: $h_p = 58 \text{ cm}$

Ancho: $b_p = 39 \text{ cm}$

Zapata

Longitud: $l_z = 325 \text{ cm}$

Ancho: $b_z = 160 \text{ cm}$

Canto: $h_z = 110 \text{ cm}$

Respecto a los pernos de anclaje:

Número de anclajes traccionados: $N_{anclajes,t} = 3$

Métrica del anclaje: $M = 27$

Separación al pilar: $d = 4,5 \text{ cm}$

Los esfuerzos de cálculo son:

Esfuerzos	Comprobación placa	Comprobación anclaje
NEd (kN)	227,47	16,11
VzEd (kN)	56,20	44,86
VyEd (kN)	1,16	1,14
MyEd (kN·m)	178,34	185,74
MzEd (kN·m)	3,90	3,82

Se realiza la comprobación de la zona a compresión:

Largo área portante equivalente: $a_1 = 168$ cm

Ancho área portante equivalente: $b_1 = 149$ cm

Factor de concentración: $k_j = 3,3266$

Coefficiente unión: $\beta_j = 0,6666$

Resistencia portante de la superficie: $f_{j,d} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \Rightarrow f_{j,d} = 55$ N/mm².

Ancho de banda de reparto de compresiones: $c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{j,d}}} = 3,0773$ cm

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 1120,81$ kN

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 526,01$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 25,81$ N/mm².

Según momento flector en eje secundario de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 1651,01$ kN

Tensión compresión admisible por la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 15,75$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 0,52$ N/mm².

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 26,34$ N/mm².

A partir de este punto se realiza la comprobación de los anclajes

Se procede a evaluar la resistencia a cortante de los mismos (excluyendo efectos de rozamiento)

Número de anclajes frente a cortante: $N_{anclajes,v} = 6$

Métrica: $M = 27$

Sobremedida: $\Delta\phi = 3 \text{ mm}$

La resistencia a cortante se obtiene como el valor mínimo entre:

$$F_{v,Rd,1} = 0,5 \cdot \frac{n \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 598,70 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,2} = 2,5 \cdot \frac{n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 815,22 \text{ kN}$$

Siendo su valor de: $F_{v,Rd} = 598,70 \text{ kN}$

El esfuerzo cortante de cálculo es: $F_{v,Ed} = \sqrt{V_{f,Ed}^2 + V_{d,Ed}^2} = 44,88 \text{ kN}$

Comprobación a axil de los pernos:

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 538,83 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 55 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 410,14 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 297,85 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 359,22 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 15,45 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 16,83 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 314,68 \text{ N/mm}^2$.

Comprobación ante interacción de esfuerzos: tracción y cortante

Esfuerzo cortante de cálculo sobre los anclajes: $F_{v,Ed} = 44,88 \text{ kN}$

Resistencia a cortante de los anclajes: $F_{v,Rd} = 598,70 \text{ kN}$

Esfuerzo axial de cálculo sobre los anclajes: $\sigma_{t,Ed} = 314,68 \text{ N/mm}^2$.

Tensión axial admisible de los anclajes: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

$$Aprovechamiento \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{\sigma_{t,Ed}}{1,4 \sigma_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,6494 \leq 1$$

Es coeficiente de aprovechamiento es menor que 1. Por tanto cumple la comprobación efectuada.

Comprobación placa base

Momento resistente de la placa sin refuerzo: $M_{pl,Rd} = 15,23 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por compresión: $M_{pl,Ed,c} = 86,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por tracción anclajes: $M_{pl,Ed,t} = 18,46 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Así el momento flector de cálculo es el máximo de los dos anteriores: $M_{pl,Ed} = 86,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se proponen unos rigidizadores (refuerzos) de la siguiente geometría:

Número: $N_{Rig}^o = 2 \text{ ud}$ Espesor: $t_{Rig} = 1,5 \text{ cm}$ Altura: $h_{Rig} = 25 \text{ cm}$

Momento resistente de la placa con rigidizadores (refuerzos): $M_{pl+ref,Rd} = 112,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

20.4 Unión 11: Base pórtico especial

En este punto se procede a la comprobación de la placa base diseñada para el pilar indicado.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.8.1 Basas de soportes del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material placa: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{placa} = 1,1$

Tensión límite elástico cálculo material placa: $f_{yd} = 250 \text{ N/mm}^2$

Espesor de la placa: $t = 2,5 \text{ cm}$

Resistencia característica del hormigón de la cimentación: $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_c = 1,5$

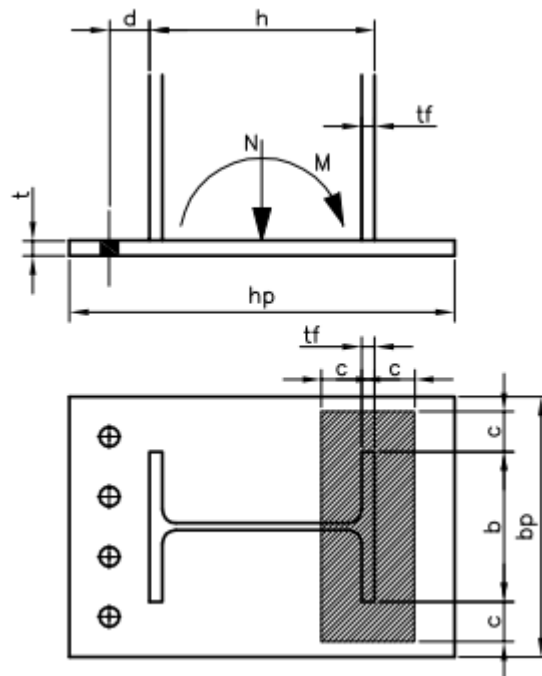
Resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico pernos anclaje: $f_{y,anclaje} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{anclaje} = 1,15$

Tensión límite elástico cálculo pernos anclaje: $f_{yd,anclaje} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

Se incluye la siguiente figura donde se pueden observar las próximas dimensiones indicadas:



Geometría:

Pilar

Canto: $h = 45 \text{ cm}$

Ancho: $b = 22 \text{ cm}$

Espesor ala: $t_f = 1,46 \text{ cm}$

Placa

Canto: $h_p = 63 \text{ cm}$

Ancho: $b_p = 40 \text{ cm}$

Zapata

Longitud: $l_z = 325 \text{ cm}$

Ancho: $b_z = 160 \text{ cm}$

Canto: $h_z = 110 \text{ cm}$

Respecto a los pernos de anclaje:

Número de anclajes traccionados: $N_{anclajes,t} = 3$

Métrica del anclaje: $M = 27$

Separación al pilar: $d = 1,5 \text{ cm}$

Los esfuerzos de cálculo son:

Esfuerzos	Comprobación placa	Comprobación anclaje
NEd (kN)	176,68	7,64
VzEd (kN)	22,69	16,48
VyEd (kN)	0,20	0,10
MyEd (kN·m)	174,31	148,56
MzEd (kN·m)	1,63	0,85

Se realiza la comprobación de la zona a compresión:

Largo área portante equivalente: $a_1 = 173$ cm

Ancho área portante equivalente: $b_1 = 150$ cm

Factor de concentración: $k_j = 3,2090$

Coefficiente unión: $\beta_j = 0,6667$

Resistencia portante de la superficie: $f_{j,d} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \Rightarrow f_{j,d} = 53,48$ N/mm².

Ancho de banda de reparto de compresiones: $c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{j,d}}} = 3,1206$ cm

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 1163,22$ kN

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 53,48$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 466,05$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 21,43$ N/mm².

Según momento flector en eje secundario de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 1853,49$ kN

Tensión compresión admisible por la basa: $\sigma_{c,Rd} = 53,48$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 7,15$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 0,21$ N/mm².

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 53,48$ N/mm².

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 21,64$ N/mm².

A partir de este punto se realiza la comprobación de los anclajes

Se procede a evaluar la resistencia a cortante de los mismos (excluyendo efectos de rozamiento)

Número de anclajes frente a cortante: $N_{anclajes,v} = 6$

Métrica: $M = 27$

Sobremedida: $\Delta\phi = 3 \text{ mm}$

La resistencia a cortante se obtiene como el valor mínimo entre:

$$F_{v,Rd,1} = 0,5 \cdot \frac{n \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 598,70 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,2} = 2,5 \cdot \frac{n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 815,22 \text{ kN}$$

Siendo su valor de: $F_{v,Rd} = 598,70 \text{ kN}$

El esfuerzo cortante de cálculo es: $F_{v,Ed} = \sqrt{V_{f,Ed}^2 + V_{d,Ed}^2} = 16,48 \text{ kN}$

Comprobación a axil de los pernos:

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 538,83 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 323,19 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 234,70 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 359,22 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 3,73 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 4,07 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 238,77 \text{ N/mm}^2$.

Comprobación ante interacción de esfuerzos: tracción y cortante

Esfuerzo cortante de cálculo sobre los anclajes: $F_{v,Ed} = 16,48 \text{ kN}$

Resistencia a cortante de los anclajes: $F_{v,Rd} = 598,70 \text{ kN}$

Esfuerzo axil de cálculo sobre los anclajes: $\sigma_{t,Ed} = 238,77 \text{ N/mm}^2$.

Tensión axil admisible de los anclajes: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

$$Aprovechamiento \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{\sigma_{t,Ed}}{1,4 \sigma_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,4634 \leq 1$$

Es coeficiente de aprovechamiento es menor que 1. Por tanto cumple la comprobación efectuada.

Comprobación placa base

Se proponen unos rigidizadores (refuerzos) de la siguiente geometría:

Número: $N_{Rig}^o = 2 \text{ ud}$ Espesor: $t_{Rig} = 1,5 \text{ cm}$ Altura: $h_{Rig} = 25 \text{ cm}$

Momento resistente de la placa con rigidizadores (refuerzos): $M_{pl+ref,Rd} = 112,28 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por compresión: $M_{pl,Ed,c} = 86,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por tracción anclajes: $M_{pl,Ed,t} = 4,85 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Así el momento flector de cálculo es el máximo de los dos anteriores: $M_{pl,Ed} = 86,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

20.5 Unión 12: Base pórtico hastial Sur

En este punto se procede a la comprobación de la placa base diseñada para el pilar indicado.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.8.1 Bases de soportes del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material placa: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{placa} = 1,1$

Tensión límite elástico cálculo material placa: $f_{yd} = 250 \text{ N/mm}^2$

Espesor de la placa: $t = 2 \text{ cm}$

Resistencia característica del hormigón de la cimentación: $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_c = 1,5$

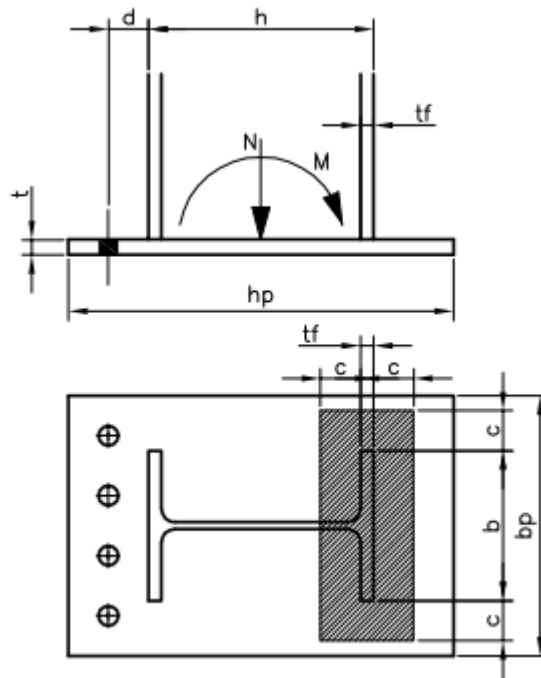
Resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico pernos anclaje: $f_{y,anclaje} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{anclaje} = 1,15$

Tensión límite elástico cálculo pernos anclaje: $f_{yd,anclaje} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

Se incluye la siguiente figura donde se pueden observar las próximas dimensiones indicadas:



Geometría:

Pilar

Canto: $h = 19 \text{ cm}$

Ancho: $b = 20 \text{ cm}$

Espesor ala: $t_f = 1 \text{ cm}$

Placa

Canto: $h_p = 33 \text{ cm}$

Ancho: $b_p = 36 \text{ cm}$

Zapata

Longitud: $l_z = 250 \text{ cm}$

Ancho: $b_z = 100 \text{ cm}$

Canto: $h_z = 110 \text{ cm}$

Respecto a los pernos de anclaje:

Número de anclajes traccionados: $N_{anclajes,t} = 2$

Métrica del anclaje: $M = 16$

Separación al pilar: $d = 35 \text{ cm}$

Los esfuerzos de cálculo son:

Esfuerzos	Comprobación placa	Comprobación anclaje
NEd (kN)	185,85	122,86
VzEd (kN)	20,84	15,32
VyEd (kN)	5,55	1,71

Anejo: Cálculos estructurales

MyEd (kN·m)	54,21	36,09
MzEd (kN·m)	11,19	2,29

Se realiza la comprobación de la zona a compresión:

Largo área portante equivalente: $a_1 = 143$ cm

Ancho área portante equivalente: $b_1 = 100$ cm

Factor de concentración: $k_j = 3,4694$

Coefficiente unión: $\beta_j = 0,6667$

Resistencia portante de la superficie: $f_{j,d} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \Rightarrow f_{j,d} = 55$ N/mm².

Ancho de banda de reparto de compresiones: $c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{j,d}}} = 2,4618$ cm

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 812,02$ kN

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 253,54$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 17,17$ N/mm².

Según momento flector en eje secundario de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 619,02$ kN

Tensión compresión admisible por la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 20,54$ kN

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 1,8248$ N/mm².

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55$ N/mm².

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 19,00$ N/mm².

A partir de este punto se realiza la comprobación de los anclajes

Se procede a evaluar la resistencia a cortante de los mismos (excluyendo efectos de rozamiento)

Número de anclajes frente a cortante: $N_{anclajes,v} = 4$

Métrica: $M = 16$

Sobremedida: $\Delta\phi = 2 \text{ mm}$

La resistencia a cortante se obtiene como el valor mínimo entre:

$$F_{v,Rd,1} = 0,5 \cdot \frac{n \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 136,52 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,2} = 2,5 \cdot \frac{n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 434,78 \text{ kN}$$

Siendo su valor de: $F_{v,Rd} = 136,52 \text{ kN}$

El esfuerzo cortante de cálculo es: $F_{v,Ed} = \sqrt{V_{f,Ed}^2 + V_{d,Ed}^2} = 15,41 \text{ kN}$

Comprobación a axil de los pernos:

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 122,87 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 45,23 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 144,04 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 122,87 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 4,21 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 13,40 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 157,44 \text{ N/mm}^2$.

Comprobación ante interacción de esfuerzos: tracción y cortante

Esfuerzo cortante de cálculo sobre los anclajes: $F_{v,Ed} = 15,41$ kN

Resistencia a cortante de los anclajes: $F_{v,Rd} = 136,52$ kN

Esfuerzo axil de cálculo sobre los anclajes: $\sigma_{t,Ed} = 157,44$ N/mm².

Tensión axil admisible de los anclajes: $\sigma_{t,Rd} = 391,30$ N/mm².

$$Aprovechamiento \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{\sigma_{t,Ed}}{1,4 \sigma_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,4003 \leq 1$$

Es coeficiente de aprovechamiento es menor que 1. Por tanto cumple la comprobación efectuada.

Comprobación placa base

Se proponen unos rigidizadores (refuerzos) de la siguiente geometría:

Número: $N_{Rig}^o = 2$ ud Espesor: $t_{Rig} = 1$ cm Altura: $h_{Rig} = 25$ cm

Momento resistente de la placa con rigidizadores (refuerzos): $M_{pl+ref,Rd} = 70,81$ kN·m

Momento flector de cálculo provocado por compresión: $M_{pl,Ed,c} = 48,51$ kN·m

Momento flector de cálculo provocado por tracción anclajes: $M_{pl,Ed,t} = 15,83$ kN·m

Así el momento flector de cálculo es el máximo de los dos anteriores: $M_{pl,Ed} = 48,51$ kN·m

20.6 Unión 13: Base pilar intermedio pórtico hastial Sur

En este punto se procede a la comprobación de la placa base diseñada para el pilar indicado.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.8.1 Basas de soportes del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material placa: $f_y = 275$ N/mm²

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{placa} = 1,1$

Tensión límite elástico cálculo material placa: $f_{yd} = 250$ N/mm²

Espesor de la placa: $t = 2$ cm

Resistencia característica del hormigón de la cimentación: $f_c = 25$ N/mm²

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_c = 1,5$

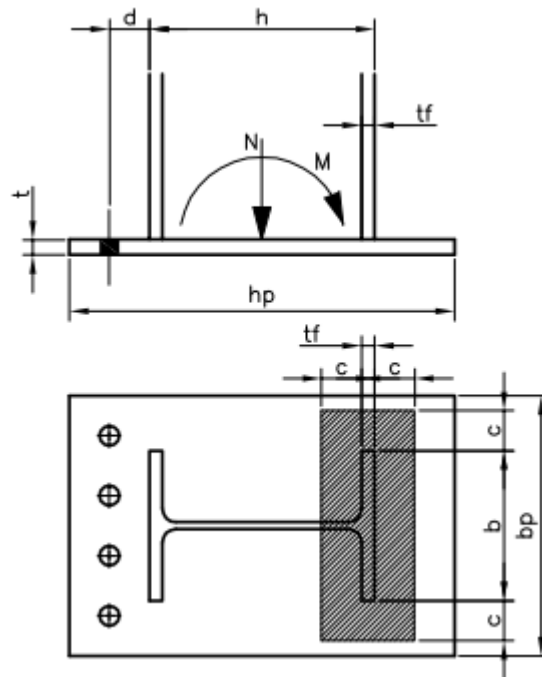
Resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación: $f_{cd} = 16,67$ N/mm²

Tensión límite elástico pernos anclaje: $f_{y,anclaje} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{anclaje} = 1,15$

Tensión límite elástico cálculo pernos anclaje: $f_{yd,anclaje} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

Se incluye la siguiente figura donde se pueden observar las próximas dimensiones indicadas:



Geometría:

Pilar	Placa	Zapata
Canto: $h = 27 \text{ cm}$	Canto: $h_p = 41 \text{ cm}$	Longitud: $l_z = 350 \text{ cm}$
Ancho: $b = 13,5 \text{ cm}$	Ancho: $b_p = 29,5 \text{ cm}$	Ancho: $b_z = 160 \text{ cm}$
Espesor ala: $t_f = 1,02 \text{ cm}$		Canto: $h_z = 125 \text{ cm}$

Respecto a los pernos de anclaje:

Número de anclajes traccionados: $N_{anclajes,t} = 3$

Métrica del anclaje: $M = 16$ Separación al pilar: $d = 35 \text{ cm}$

Los esfuerzos de cálculo son:

Esfuerzos	Comprobación placa	Comprobación anclaje
NEd (kN)	9,59	15,88
VzEd (kN)	37,13	10,32
VyEd (kN)	0,12	0,02
MyEd (kN·m)	93,41	25,55
MzEd (kN·m)	1,02	0,15

Se realiza la comprobación de la zona a compresión:

Largo área portante equivalente: $a_1 = 166 \text{ cm}$

Ancho área portante equivalente: $b_1 = 147,5 \text{ cm}$

Factor de concentración: $k_j = 4,4993$

Coefficiente unión: $\beta_j = 0,6667$

Resistencia portante de la superficie: $f_{j,d} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \Rightarrow f_{j,d} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Ancho de banda de reparto de compresiones: $c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{j,d}}} = 2,4618 \text{ cm}$

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 602,27 \text{ kN}$

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 158,16 \text{ kN}$

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 14,44 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 882,63 \text{ kN}$

Tensión compresión admisible por la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 2,13 \text{ kN}$

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 0,13 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 14,58 \text{ N/mm}^2$.

A partir de este punto se realiza la comprobación de los anclajes

Se procede a evaluar la resistencia a cortante de los mismos (excluyendo efectos de rozamiento)

Número de anclajes frente a cortante: $N_{anclajes,v} = 6$

Métrica: $M = 16$

Sobremedida: $\Delta\phi = 2 \text{ mm}$

La resistencia a cortante se obtiene como el valor mínimo entre:

$$F_{v,Rd,1} = 0,5 \cdot \frac{n \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 204,78 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,2} = 2,5 \cdot \frac{n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 652,17 \text{ kN}$$

Siendo su valor de: $F_{v,Rd} = 204,78 \text{ kN}$

El esfuerzo cortante de cálculo es: $F_{v,Ed} = \sqrt{V_{f,Ed}^2 + V_{d,Ed}^2} = 10,32 \text{ kN}$

Comprobación a axil de los pernos:

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 184,30 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 37,74 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 80,13 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 122,87 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 0,31 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 1,00 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 81,13 \text{ N/mm}^2$.

Comprobación ante interacción de esfuerzos: tracción y cortante

Esfuerzo cortante de cálculo sobre los anclajes: $F_{v,Ed} = 10,32 \text{ kN}$

Resistencia a cortante de los anclajes: $F_{v,Rd} = 204,78 \text{ kN}$

Esfuerzo axil de cálculo sobre los anclajes: $\sigma_{t,Ed} = 81,13 \text{ N/mm}^2$.

Tensión axil admisible de los anclajes: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

$$Aprovechamiento \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{\sigma_{t,Ed}}{1,4 \sigma_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,1985 \leq 1$$

Es coeficiente de aprovechamiento es menor que 1. Por tanto cumple la comprobación efectuada.

Comprobación placa base

Se proponen unos rigidizadores (refuerzos) de la siguiente geometría:

Número: $N_{Rig}^o = 2 \text{ ud}$ Espesor: $t_{Rig} = 1 \text{ cm}$ Altura: $h_{Rig} = 25 \text{ cm}$

Momento resistente de la placa con rigidizadores (refuerzos): $M_{pl+ref,Rd} = 73,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por compresión: $M_{pl,Ed,c} = 39,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por tracción anclajes: $M_{pl,Ed,t} = 13,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Así el momento flector de cálculo es el máximo de los dos anteriores: $M_{pl,Ed} = 39,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

20.7 Unión 14: Base pórtico hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de la placa base diseñada para el pilar indicado.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.8.1 Basas de soportes del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material placa: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{placa} = 1,1$

Tensión límite elástico cálculo material placa: $f_{yd} = 250 \text{ N/mm}^2$

Espesor de la placa: $t = 2 \text{ cm}$

Resistencia característica del hormigón de la cimentación: $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_c = 1,5$

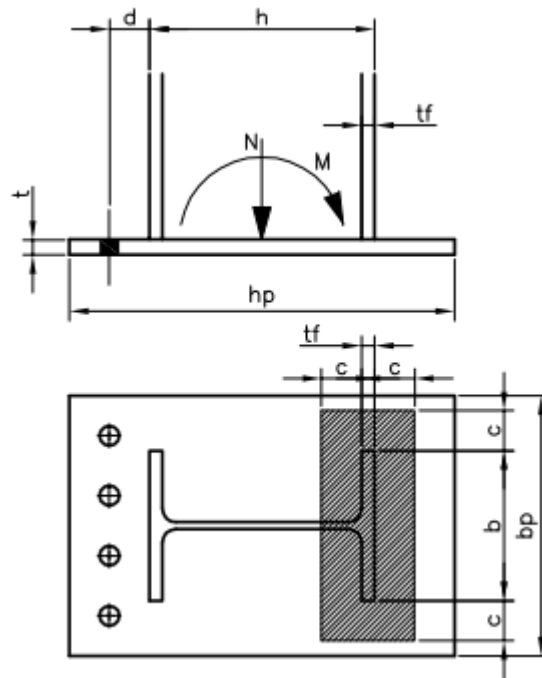
Resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Tensión límite elástico pernos anclaje: $f_{y,anclaje} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad del material: $\gamma_{anclaje} = 1,15$

Tensión límite elástico cálculo pernos anclaje: $f_{yd,anclaje} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

Se incluye la siguiente figura donde se pueden observar las próximas dimensiones indicadas:



Geometría:

Pilar

Canto: $h = 19 \text{ cm}$

Ancho: $b = 20 \text{ cm}$

Espesor ala: $t_f = 1 \text{ cm}$

Placa

Canto: $h_p = 33 \text{ cm}$

Ancho: $b_p = 36 \text{ cm}$

Zapata

Longitud: $l_z = 300 \text{ cm}$

Ancho: $b_z = 100 \text{ cm}$

Canto: $h_z = 110 \text{ cm}$

Respecto a los pernos de anclaje:

Número de anclajes traccionados: $N_{anclajes,t} = 2$

Métrica del anclaje: $M = 16$

Separación al pilar: $d = 35 \text{ cm}$

Los esfuerzos de cálculo son:

Esfuerzos	Comprobación placa	Comprobación anclaje
NEd (kN)	217,02	169,24
VzEd (kN)	22,07	13,23
VyEd (kN)	3,94	0,17
MyEd (kN·m)	56,09	32,24
MzEd (kN·m)	7,98	0,36

Se realiza la comprobación de la zona a compresión:

Largo área portante equivalente: $a_1 = 143 \text{ cm}$

Ancho área portante equivalente: $b_1 = 100 \text{ cm}$

Factor de concentración: $k_j = 3,4694$

Coefficiente unión: $\beta_j = 0,6667$

Resistencia portante de la superficie: $f_{j,d} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \Rightarrow f_{j,d} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Ancho de banda de reparto de compresiones: $c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{j,d}}} = 2,4618 \text{ cm}$

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 812,02 \text{ kN}$

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 282,71 \text{ kN}$

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 19,15 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 619,02 \text{ kN}$

Tensión compresión admisible por la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 14,64 \text{ kN}$

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 1,30 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 55 \text{ N/mm}^2$.

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 20,45 \text{ N/mm}^2$.

A partir de este punto se realiza la comprobación de los anclajes

Se procede a evaluar la resistencia a cortante de los mismos (excluyendo efectos de rozamiento)

Número de anclajes frente a cortante: $N_{anclajes,v} = 4$

Métrica: $M = 16$

Sobremedida: $\Delta\phi = 2 \text{ mm}$

La resistencia a cortante se obtiene como el valor mínimo entre:

$$F_{v,Rd,1} = 0,5 \cdot \frac{n \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 136,52 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,2} = 2,5 \cdot \frac{n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 434,78 \text{ kN}$$

Siendo su valor de: $F_{v,Rd} = 136,52 \text{ kN}$

$$\text{El esfuerzo cortante de cálculo es: } F_{v,Ed} = \sqrt{V_{f,Ed}^2 + V_{d,Ed}^2} = 13,22 \text{ kN}$$

Comprobación a axil de los pernos:

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 122,87 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 29,93 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 95,32 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 122,87 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 0,66 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 2,11 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 97,43 \text{ N/mm}^2$.

Comprobación ante interacción de esfuerzos: tracción y cortante

Esfuerzo cortante de cálculo sobre los anclajes: $F_{v,Ed} = 13,22 \text{ kN}$

Resistencia a cortante de los anclajes: $F_{v,Rd} = 136,52 \text{ kN}$

Esfuerzo axil de cálculo sobre los anclajes: $\sigma_{t,Ed} = 97,43 \text{ N/mm}^2$.

Tensión axil admisible de los anclajes: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

$$\text{Aprovechamiento} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{\sigma_{t,Ed}}{1,4 \sigma_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,2747 \leq 1$$

Es coeficiente de aprovechamiento es menor que 1. Por tanto cumple la comprobación efectuada.

Comprobación placa base

Se proponen unos rigidizadores (refuerzos) de la siguiente geometría:

Número: $N_{Rig}^o = 2 \text{ ud}$ Espesor: $t_{Rig} = 1 \text{ cm}$ Altura: $h_{Rig} = 25 \text{ cm}$

Momento resistente de la placa con rigidizadores (refuerzos): $M_{pl+ref,Rd} = 70,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por compresión: $M_{pl,Ed,c} = 48,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por tracción anclajes: $M_{pl,Ed,t} = 10,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Así el momento flector de cálculo es el máximo de los dos anteriores: $M_{pl,Ed} = 48,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

20.8 Unión 15: Base pilar intermedio hastial Norte

En este punto se procede a la comprobación de la placa base diseñada para el pilar indicado.

Esta comprobación de la barra se realiza siguiendo las indicaciones contenidas en el apartado 8.8.1 Basas de soportes del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural acero.

Tensión límite elástico material placa: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de seguridad del material: $\gamma_{placa} = 1,1$

Tensión límite elástico cálculo material placa: $f_{yd} = 250 \text{ N/mm}^2$

Espesor de la placa: $t = 2,5 \text{ cm}$

Resistencia característica del hormigón de la cimentación: $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de seguridad del material: $\gamma_c = 1,5$

Resistencia de cálculo del hormigón de la cimentación: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

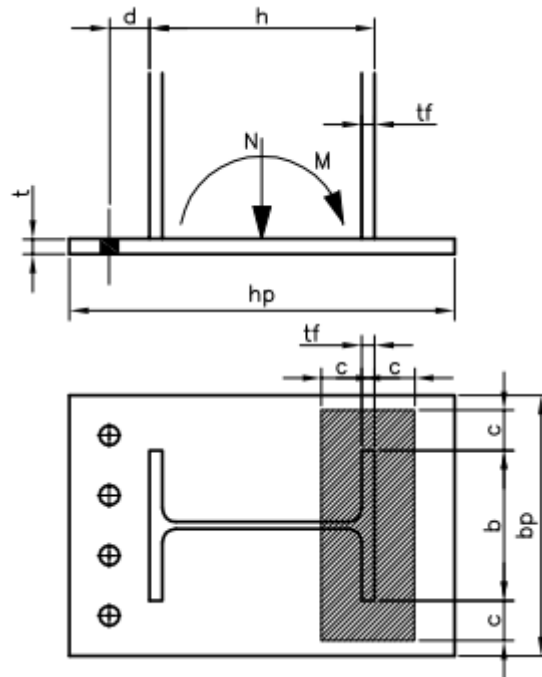
Tensión límite elástico pernos anclaje: $f_{y,anclaje} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de seguridad del material: $\gamma_{anclaje} = 1,15$

Tensión límite elástico cálculo pernos anclaje: $f_{yd,anclaje} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

Se incluye la siguiente figura donde se pueden observar las próximas dimensiones indicadas:

Anejo: Cálculos estructurales



Geometría:

Pilar

Canto: $h = 72,1$ cm

Ancho: $b = 20,0$ cm

Espesor ala: $t_f = 1,27$ cm

Placa

Canto: $h_p = 90,1$ cm

Ancho: $b_p = 38,0$ cm

Zapata

Longitud: $l_z = 350$ cm

Ancho: $b_z = 160$ cm

Canto: $h_z = 125$ cm

Respecto a los pernos de anclaje:

Número de anclajes traccionados: $N_{anclajes,t} = 2$

Métrica del anclaje: $M = 24$

Separación al pilar: $d = 45$ cm

Los esfuerzos de cálculo son:

Esfuerzos	Comprobación placa	Comprobación anclaje
NEd (kN)	4,91	32,07
VzEd (kN)	46,78	38,89
VyEd (kN)	2,53	2,35
MyEd (kN·m)	232,09	228,38
MzEd (kN·m)	8,67	7,45

Se realiza la comprobación de la zona a compresión:

Largo área portante equivalente: $a_1 = 215,1$ cm

Ancho área portante equivalente: $b_1 = 160$ cm

Factor de concentración: $k_j = 3,1705$

Coefficiente unión: $\beta_j = 0,6666$

Resistencia portante de la superficie: $f_{j,d} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \Rightarrow f_{j,d} = 52,84 \text{ N/mm}^2$.

Ancho de banda de reparto de compresiones: $c = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{j,d}}} = 3,1395 \text{ cm}$

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 1048,27 \text{ kN}$

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 52,84 \text{ N/mm}^2$.

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 201,60 \text{ kN}$

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 10,16 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

Resistencia a compresión de la basa: $F_{c,Rd} = f_{j,d} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = f_{j,d} \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) = 2876,08 \text{ kN}$

Tensión compresión admisible por la basa: $\sigma_{c,Rd} = 52,84 \text{ N/mm}^2$.

Compresión de cálculo sobre la basa: $F_{c,Ed} = 13,50 \text{ kN}$

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 0,25 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de transmitir la basa: $\sigma_{c,Rd} = 52,84 \text{ N/mm}^2$.

Tensión de cálculo transmitida por la basa: $\sigma_{c,Ed} = 10,41 \text{ N/mm}^2$.

A partir de este punto se realiza la comprobación de los anclajes

Se procede a evaluar la resistencia a cortante de los mismos (excluyendo efectos de rozamiento)

Número de anclajes frente a cortante: $N_{anclajes,v} = 3$

Métrica: $M = 24$

Sobremedida: $\Delta\phi = 3 \text{ mm}$

La resistencia a cortante se obtiene como el valor mínimo entre:

$$F_{v,Rd,1} = 0,5 \cdot \frac{n \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 230,22 \text{ kN}$$

$$F_{vb,Rd,2} = 2,5 \cdot \frac{n \cdot \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{anclaje}} = 407,61 \text{ kN}$$

Siendo su valor de: $F_{v,Rd} = 230,22 \text{ kN}$

$$\text{El esfuerzo cortante de cálculo es: } F_{v,Ed} = \sqrt{V_{f,Ed}^2 + V_{d,Ed}^2} = 38,96 \text{ kN}$$

Comprobación a axil de los pernos:

Según axil y momento flector en eje principal de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 276,26 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 52,84 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 204,90 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 290,23 \text{ N/mm}^2$.

Según momento flector en eje secundario de inercia:

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje es de: $F_{t,Rd} = 552,52 \text{ kN}$

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

El esfuerzo axil de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $F_{t,Ed} = 11,59 \text{ kN}$

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 8,21 \text{ N/mm}^2$.

Según esfuerzos combinados en ambos ejes:

Tensión capaz de resistir a tracción de los pernos de anclaje: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

Tensión tracción de cálculo sobre los pernos de anclaje es de: $\sigma_{t,Ed} = 298,43 \text{ N/mm}^2$.

Comprobación ante interacción de esfuerzos: tracción y cortante

Esfuerzo cortante de cálculo sobre los anclajes: $F_{v,Ed} = 38,96 \text{ kN}$

Resistencia a cortante de los anclajes: $F_{v,Rd} = 230,22 \text{ kN}$

Esfuerzo axil de cálculo sobre los anclajes: $\sigma_{t,Ed} = 298,43 \text{ N/mm}^2$.

Tensión axil admisible de los anclajes: $\sigma_{t,Rd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$.

$$\text{Aprovechamiento} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{\sigma_{t,Ed}}{1,4 \sigma_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow 0,7140 \leq 1$$

Es coeficiente de aprovechamiento es menor que 1. Por tanto cumple la comprobación efectuada.

Comprobación placa base

Momento resistente de la placa sin refuerzo: $M_{pl,Rd} = 14,84 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por compresión: $M_{pl,Ed,c} = 81,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector de cálculo provocado por tracción anclajes: $M_{pl,Ed,t} = 92,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Así el momento flector de cálculo es el máximo de los dos anteriores: $M_{pl,Ed} = 92,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Se proponen unos rigidizadores (refuerzos) de la siguiente geometría:

Número: $N_{Rig}^o = 2 \text{ ud}$ Espesor: $t_{Rig} = 1,5 \text{ cm}$ Altura: $h_{Rig} = 25 \text{ cm}$

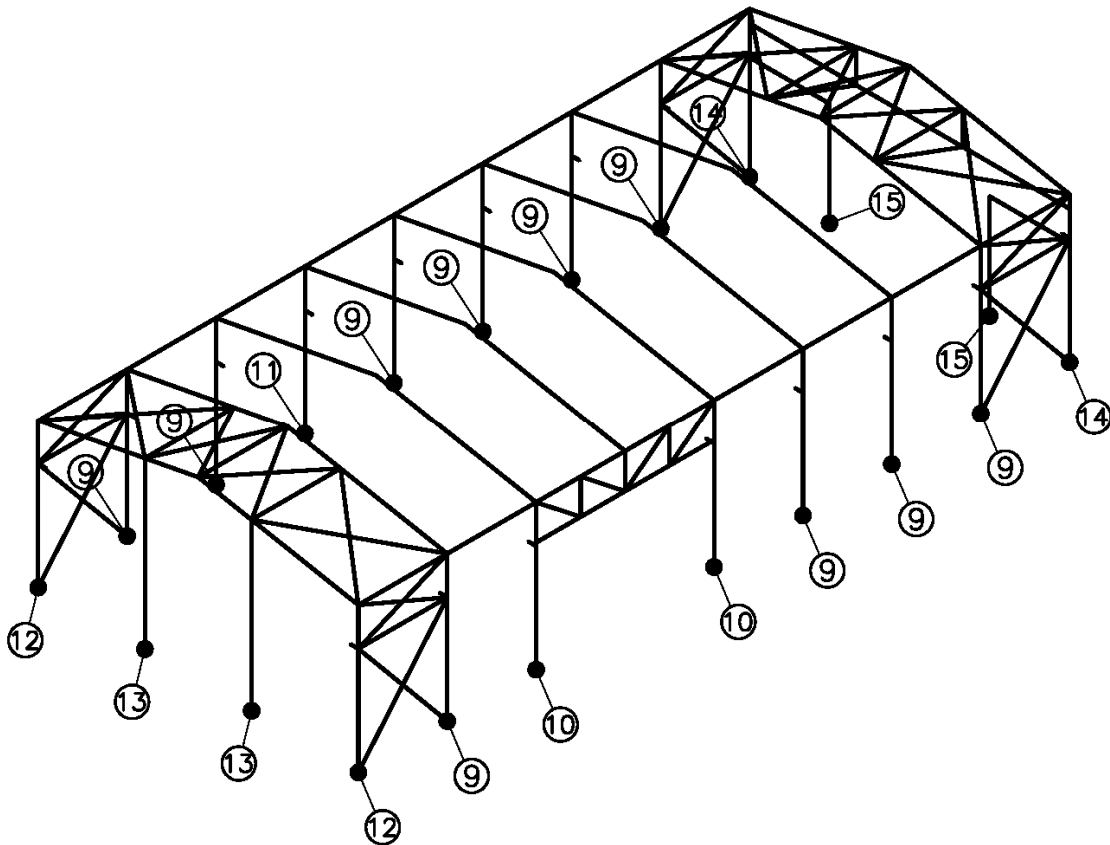
Momento resistente de la placa con rigidizadores (refuerzos): $M_{pl+ref,Rd} = 113,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$

21 Cálculo de cimentaciones

Este capítulo se va a centrar en la comprobación de las cimentaciones de los pilares que componen la estructura principal.

La cimentación propuesta para cada uno de los pilares que conforman la estructura, es mediante zapatas aisladas unidas entre sí mediante riosta de hormigón

Se enumeran las placas base a comprobar:



- 9.- Base pórtico central
- 10.- Base pórtico adyacente
- 11.- Base pórtico especial
- 12.- Base pórtico hastial S

- 13.- Base P. intermedio hastial S
- 14.- Base pórtico hastial N
- 15.- Base P. intermedio hastial N

Las comprobaciones de cada una de las uniones indiadas se realizará a partir de los esfuerzos anteriormente tabulados

21.1 Zapata 9: Base pórtico central

Los coeficientes de seguridad se extraen de la tabla 2.1 del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural cimentaciones.

Las características de los materiales son:

Hormigón HA-25 Tensión característica: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coficiente de seguridad hormigón: $\gamma_c = 1,5$

Tensión característica de cálculo: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Recubrimiento: $c = 5 \text{ cm}$

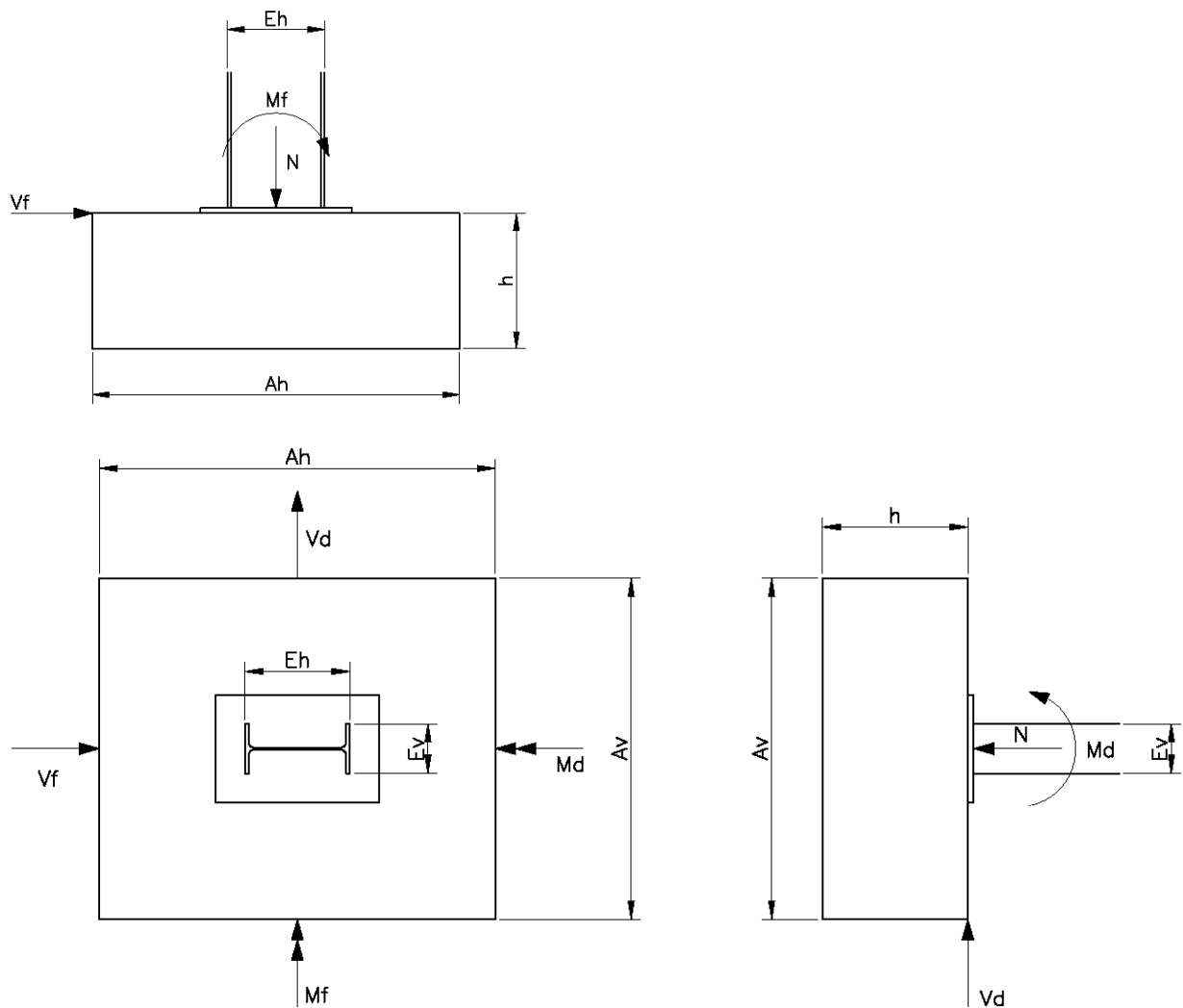
Densidad: $\delta = 24 \text{ kN/m}^3$

Acero corrugado B-500 S. Tensión característica: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad acero corrugado: $\gamma_y = 1,15$

Tensión característica de cálculo: $f_{yd} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

En la siguiente figura, recoge los datos geométricos necesarios para realizar la comprobación:



Datos geométricos:

Canto pilar: $E_h = 36 \text{ cm}$

Longitud zapata: $A_h = 325 \text{ cm}$

Canto zapata: $h = 110 \text{ cm}$

Ancho pilar: $E_d = 17 \text{ cm}$

Ancho zapata: $A_v = 160 \text{ cm}$

Canto útil zapata: $d = 105 \text{ cm}$

Datos geotécnicos:

Anejo: Cálculos estructurales

Factor de punta: $F_p = 1,25$

Carga de hundimiento: $q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$

Coefficiente de rozamiento terreno-zapata: $\mu = 0,4176$

Esfuerzos transmitidos por el pilar en combinación característica son:

Esfuerzos	Comprobación tensiones	Comprobación deslizamiento	Comprobación vuelco
N (kN)	157,05	70,90	-12,46
Vf (kN)	88,78	91,40	59,48
Vd (kN)	0,92	1,32	0,25
Mf (kN)	49,79	44,45	45,43
Md (kN)	0,30	0,31	0,15

Peso propio cimentación: $PP_{\text{cimentación}} = 137,28 \text{ kN}$

Comprobación zapata rígida:

$$2 \cdot h \geq \frac{A_h - E_h}{2} \qquad 2 \cdot h \geq \frac{A_v - E_v}{2}$$

$$220 > 144,5 \qquad 220 > 71,5$$

Comprobación hundimiento según CTE:

Excentricidad en dirección H: $e_h \geq \frac{M_f}{N} = 50,09 \text{ cm}$

Excentricidad en dirección V: $e_v \geq \frac{M_d}{N} = 0,45 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección H: $H^* = A_h - 2 \cdot e_h = 224,81 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección V: $V^* = A_v - 2 \cdot e_v = 159,10 \text{ cm}$

Carga bruta: $q_b = \frac{N_{\text{total}}}{H^* \cdot V^*} = 0,8388 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación hundimiento tradicional:

Axil total (compresión signo positivo): $N_{\text{total}} = 294,33 \text{ kN}$

Momento flector total: $M_{f,\text{total}} = 147,45 \text{ kN}$

Momento flector total: $M_{d,\text{total}} = 1,32 \text{ kN}$

Área cimentación: $A = 52000 \text{ cm}^2$

Momento de inercia respecto a Mf: $I_f = 457708333 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto a Md: $I_d = 110933333 \text{ cm}^4$

La carga bruta en un punto de la base de la zapata se obtiene mediante la expresión:

$$q_b = \frac{N_{total}}{A} + \frac{M_f}{I_f} \cdot h + \frac{M_d}{I_d} \cdot v$$

Siendo h y v las coordenadas del punto respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

En este caso las cargas de hundimiento máxima y mínima son:

Carga de hundimiento máxima: $q_b^{\max} = 1,1203 \text{ kp/cm}^2$

Carga de hundimiento mínima: $q_b^{\min} = 0,0337 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2,5 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación ante deslizamiento

Se tendrá en cuenta la movilización del empuje pasivo del terreno, con los siguientes datos:

Densidad: $\delta_{terreno} = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Ángulo rozamiento interno $\varphi_{terreno} = 34^\circ$

El empuje resultante se cuantifica en: $E_{pasivo} = 55,45 \text{ kN}$

El coeficiente de seguridad ante deslizamiento se calcula: $CS_d = \frac{N_{total} \cdot \mu}{\sum F_{horizontales}} \geq 1,5$

En este caso $CS_d = 1,5577$ Superior al valor de 1,5 impuesto por el Código.

Comprobación ante vuelco

El coeficiente de seguridad frente a vuelco mínimo admisible según CTE es de: 1,8

El coeficiente de seguridad ante vuelco se calcula: $CS_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{desestabilizadores}} \geq 1,8$

Se realizan comprobaciones según cada eje de vuelco y combinadas, siendo el menor coeficiente obtenido de: $CS_v = 1,8230$ Superior al valor de 1,8 impuesto por el Código.

El armado de la zapata (dado que se considera zapata rígida) se comprueba por el método de bielas y tirantes expuesto en la Instrucción del hormigón estructural (EHE-08) artículo 40: Capacidad resistente de bielas tirantes y nudos.

Se calcula el armado en la dirección "h":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 294,33 \text{ kN} \qquad M_f = 147,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 216,58 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 324,87 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,4 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $8,28 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $26,99 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "h")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "v")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $34,18 \text{ cm}^2$.

De la misma manera se calcula el armado en la dirección "v":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 294,33 \text{ kN} \qquad M_d = 1,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 66,70 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 100,05 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $2,55 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $54,82 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "v")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "h")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $67,36 \text{ cm}^2$.

Se estudia la resistencia a cortante de la zapata sin necesidad de añadir armaduras de específicas de cortante (cercos o estribos), según (EHE-08) artículo 44: estado límite de agotamiento frente a cortante.

Se calcula, la resistencia de ambas secciones, ante una presión uniforme bajo la zapata igual a la presión máxima obtenida en el cálculo.

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "h":

Ancho: $b = 160$ cm

Canto: 110 cm

Canto útil: $d = 105$ cm

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 428,62$ kN

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 490,36$ kN

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "v":

Ancho: $b = 325$ cm

Canto: 110 cm

Canto útil: $d = 105$ cm

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 428,62$ kN

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 986,02$ kN

21.2 Zapata 10: Base pórtico adyacente

Los coeficientes de seguridad se extraen de la tabla 2.1 del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural cimentaciones.

Las características de los materiales son:

Hormigón HA-25 Tensión característica: $f_{ck} = 25$ N/mm²

Coefficiente de seguridad hormigón: $\gamma_c = 1,5$

Tensión característica de cálculo: $f_{cd} = 16,67$ N/mm²

Recubrimiento: $c = 5$ cm

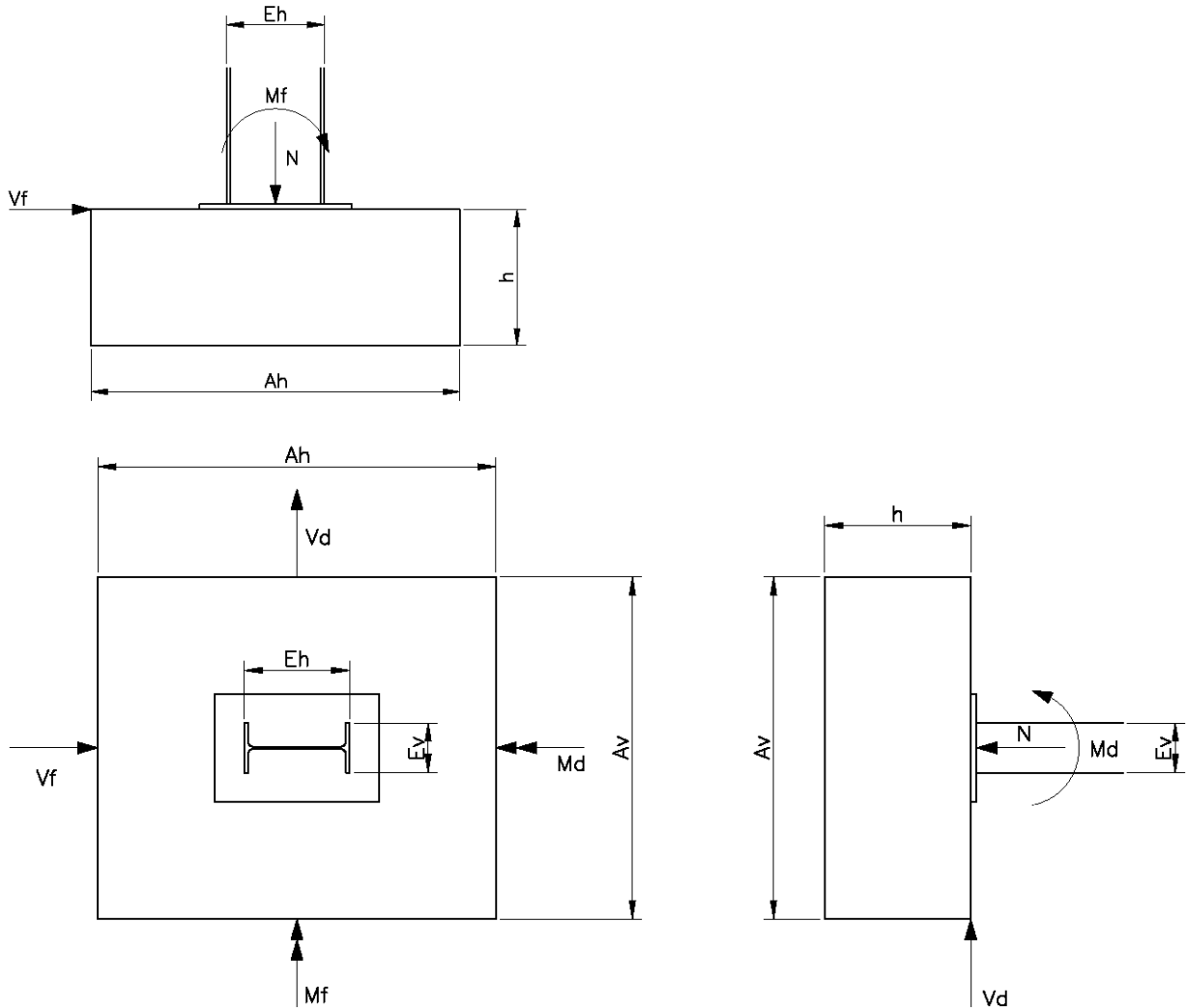
Densidad: $\delta = 24$ kN/m³

Acero corrugado B-500 S. Tensión característica: $f_{yk} = 500$ N/mm²

Coefficiente de seguridad acero corrugado: $\gamma_y = 1,15$

Tensión característica de cálculo: $f_{yd} = 434,78$ N/mm²

En la siguiente figura, recoge los datos geométricos necesarios para realizar la comprobación:



Datos geométricos:

Canto pilar: $E_h = 40$ cm Longitud zapata: $A_h = 321$ (325) cm Canto zapata: $h = 110$ cm
 Ancho pilar: $E_d = 18$ cm Ancho zapata: $A_v = 160$ cm Canto útil zapata: $d = 105$ cm

Datos geotécnicos:

Factor de punta: $F_p = 1,25$ Carga de hundimiento: $q_h = 2$ kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-zapata: $\mu = 0,4176$

Esfuerzos transmitidos por el pilar en combinación característica:

Esfuerzos	Comprobación tensiones	Comprobación deslizamiento	Comprobación vuelco
N (kN)	153,60	102,80	-6,10
Vf (kN)	91,40	88,85	59,48
Vd (kN)	1,32	0,65	0,25
Mf (kN)	44,45	50,23	45,43
Md (kN)	0,31	0,30	0,15

Peso propio cimentación: $PP_{cimentación} = 135,59$ kN

Comprobación zapata rígida:

$$2 \cdot h \geq \frac{A_h - E_h}{2} \quad 220 > 140,5 \quad 2 \cdot h \geq \frac{A_v - E_v}{2} \quad 220 > 71$$

Comprobación hundimiento según CTE:

$$\text{Excentricidad en dirección H: } e_h \geq \frac{M_f}{N} = 32,28 \text{ cm}$$

$$\text{Excentricidad en dirección V: } e_v \geq \frac{M_d}{N} = 0,11 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud equivalente en dirección H: } H^* = A_h - 2 \cdot e_h = 256,45 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud equivalente en dirección V: } V^* = A_v - 2 \cdot e_v = 159,77 \text{ cm}$$

$$\text{Carga bruta: } q_b = \frac{N_{total}}{H^* \cdot V^*} = 0,6468 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Inferior a la carga admisible por el terreno: } q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación hundimiento tradicional:

$$\text{Axil total (compresión signo positivo): } N_{total} = 259,99 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector total: } M_{f,total} = 83,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento flector total: } M_{d,total} = 0,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Área cimentación: } A = 51360 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia respecto a Mf: } I_f = 44101584 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia respecto a Md: } I_d = 10956800 \text{ cm}^4$$

La carga bruta en un punto de la base de la zapata se obtiene mediante la expresión:

$$q_b = \frac{N_{total}}{A} + \frac{M_f}{I_f} \cdot h + \frac{M_d}{I_d} \cdot v$$

Siendo h y v las coordenadas del punto respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

En este caso las cargas de hundimiento máxima y mínima son:

$$\text{Carga de hundimiento máxima: } q_b^{\max} = 0,8295 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Carga de hundimiento mínima: } q_b^{\min} = 0,2025 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Inferior a la carga admisible por el terreno: } q_h = 2,5 \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación ante deslizamiento

Se tendrá en cuenta la movilización del empuje pasivo del terreno, con los siguientes datos:

Densidad: $\delta_{\text{terreno}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Ángulo rozamiento interno $\varphi_{\text{terreno}} = 34^\circ$

El empuje resultante se cuantifica en: $E_{\text{pasivo}} = 55,45 \text{ kN}$

El coeficiente de seguridad ante deslizamiento se calcula: $CS_d = \frac{N_{\text{total}} \cdot \mu}{\sum F_{\text{horizontales}}} \geq 1,5$

En este caso $CS_d = 1,74$ Superior al valor de 1,5 impuesto por el Código.

Comprobación ante vuelco

El coeficiente de seguridad frente a vuelco mínimo admisible según CTE es de: 1,8

El coeficiente de seguridad ante vuelco se calcula: $CS_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} \geq 1,8$

Se realizan comprobaciones según cada eje de vuelco y combinadas, siendo el menor coeficiente obtenido de: $CS_v = 1,87$ Superior al valor de 1,8 impuesto por el Código.

El armado de la zapata (dado que se considera zapata rígida) se comprueba por el método de bielas y tirantes expuesto en la Instrucción del hormigón estructural (EHE-08) artículo 40: Capacidad resistente de bielas tirantes y nudos.

Se calcula el armado en la dirección "h":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{\text{total}} = 259,99 \text{ kN} \qquad M_f = 83,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{\text{Tirante}} = 163,90 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{\text{Tirante,Ed}} = 245,84 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $6,27 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $26,99 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "h")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "v")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $34,18 \text{ cm}^2$.

De la misma manera se calcula el armado en la dirección "v":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 259,99 \text{ kN} \qquad M_d = 0,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 58,43 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 87,64 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $2,23 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $54,14 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "v")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "h")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $66,35 \text{ cm}^2$.

Se estudia la resistencia a cortante de la zapata sin necesidad de añadir armaduras de específicas de cortante (cercos o estribos), según (EHE-08) artículo 44: estado límite de agotamiento frente a cortante.

Se calcula, la resistencia de ambas secciones, ante una presión uniforme bajo la zapata igual a la presión máxima obtenida en el cálculo.

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "h":

Ancho: $b = 160 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 313,47 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 490,36 \text{ kN}$

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "v":

Ancho: $b = 321 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 313,47 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 973,02 \text{ kN}$

21.3 Zapata 11: Base pórtico especial

Los coeficientes de seguridad se extraen de la tabla 2.1 del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural cimentaciones.

Las características de los materiales son:

Hormigón HA-25 Tensión característica: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad hormigón: $\gamma_c = 1,5$

Tensión característica de cálculo: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Recubrimiento: $c = 5 \text{ cm}$

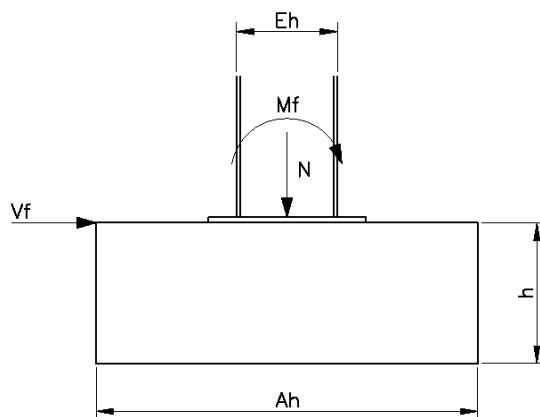
Densidad: $\delta = 24 \text{ kN/m}^3$

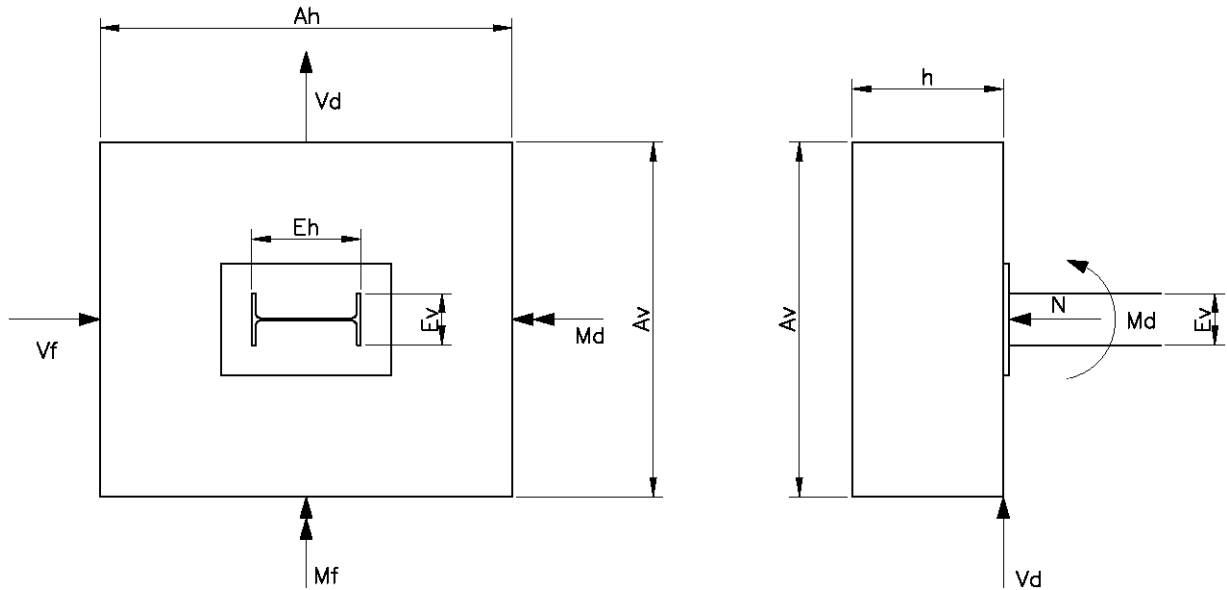
Acero corrugado B-500 S. Tensión característica: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad acero corrugado: $\gamma_y = 1,15$

Tensión característica de cálculo: $f_{yd} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

En la siguiente figura, recoge los datos geométricos necesarios para realizar la comprobación:





Datos geométricos:

Canto pilar: $E_h = 45$ cm Longitud zapata: $A_h = 316$ cm Canto zapata: $h = 110$ cm
 Ancho pilar: $E_d = 19$ cm Ancho zapata: $A_v = 160$ cm Canto útil zapata: $d = 105$ cm
 Datos geotécnicos:

Factor de punta: $F_p = 1,25$ Carga de hundimiento: $q_h = 2$ kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-zapata: $\mu = 0,4176$

Esfuerzos transmitidos por el pilar en combinación característica:

Esfuerzos	Comprobación tensiones	Comprobación deslizamiento	Comprobación vuelco
N (kN)	155,08	93,97	-8,44
Vf (kN)	88,78	91,40	59,48
Vd (kN)	0,92	1,32	0,25
Mf (kN)	49,79	44,45	45,43
Md (kN)	0,30	0,31	0,15

Peso propio cimentación: $PP_{cimentación} = 133,48$ kN

Comprobación zapata rígida:

$$2 \cdot h \geq \frac{A_h - E_h}{2} \qquad 2 \cdot h \geq \frac{A_v - E_v}{2}$$

$$220 > 135,5 \qquad 220 > 70,5$$

Comprobación hundimiento según CTE:

Excentricidad en dirección H: $e_h \geq \frac{M_f}{N} = 51,10$ cm

Excentricidad en dirección V: $e_v \geq \frac{M_d}{N} = 0,46$ cm

Longitud equivalente en dirección H: $H^* = A_h - 2 \cdot e_h = 213,81 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección V: $V^* = A_v - 2 \cdot e_v = 159,09 \text{ cm}$

Carga bruta: $q_b = \frac{N_{total}}{H^* \cdot V^*} = 0,8648 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación hundimiento tradicional:

Axil total (compresión signo positivo): $N_{total} = 288,56 \text{ kN}$

Momento flector total : $M_{f,total} = 147,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector total : $M_{d,total} = 1,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área cimentación: $A = 50560 \text{ cm}^2$

Momento de inercia respecto a Mf: $I_f = 420726613 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto a Md: $I_d = 107861333 \text{ cm}^4$

La carga bruta en un punto de la base de la zapata se obtiene mediante la expresión:

$$q_b = \frac{N_{total}}{A} + \frac{M_f}{I_f} \cdot h + \frac{M_d}{I_d} \cdot v$$

Siendo h y v las coordenadas del punto respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

En este caso las cargas de hundimiento máxima y mínima son:

Carga de hundimiento máxima: $q_b^{\max} = 1,1562 \text{ kp/cm}^2$

Carga de hundimiento mínima: $q_b^{\min} = 0,0074 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2,5 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación ante deslizamiento

Se tendrá en cuenta la movilización del empuje pasivo del terreno, con los siguientes datos:

Densidad: $\delta_{terreno} = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Ángulo rozamiento interno $\varphi_{terreno} = 34^\circ$

El empuje resultante se cuantifica en: $E_{pasivo} = 55,45 \text{ kN}$

El coeficiente de seguridad ante deslizamiento se calcula: $CS_d = \frac{N_{total} \cdot \mu}{\sum F_{horizontales}} \geq 1,5$

En este caso $CS_d = 1,6457$ Superior al valor de 1,5 impuesto por el Código.

Comprobación ante vuelco

El coeficiente de seguridad frente a vuelco mínimo admisible según CTE es de: 1,8

El coeficiente de seguridad ante vuelco se calcula: $CS_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{desestabilizadores}} \geq 1,8$

Se realizan comprobaciones según cada eje de vuelco y combinadas, siendo el menor coeficiente obtenido de: $CS_v = 1,7820^{***}$ Inferior al valor de 1,8 impuesto por el Código.

***Nota: Si bien es necesario indicar que la longitud real de la zapata es de 325cm y no 316cm tal como se ha recogido en cálculos, esto puede provocar los siguientes fenómenos de estabilización:

1.- La ampliación de la zapata se da en la zona próxima al punto de giro de la misma, con ello se consiguen 9cm más de palanca de estabilización dando un nuevo coeficiente de seguridad ante vuelco de: 1,8835

2.- La ampliación de la zapata se da en la zona más alejada al punto de giro de la misma, con ello se añaden 9cm de zapata, en la zona más alejada al punto de giro, este nuevo peso que se añade actúa con un importante brazo de palanca, lo que provoca la estabilización de la misma, dando un nuevo coeficiente de seguridad similar al impuesto por la norma de: 1,8

El armado de la zapata (dado que se considera zapata rígida) se comprueba por el método de bielas y tirantes expuesto en la Instrucción del hormigón estructural (EHE-08) artículo 40: Capacidad resistente de bielas tirantes y nudos.

Se calcula el armado en la dirección "h":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 288,56 \text{ kN} \qquad M_f = 147,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 210,31 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 315,47 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $8,04 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $26,99 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "h")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "v")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $34,18 \text{ cm}^2$.

De la misma manera se calcula el armado en la dirección "v":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 288,56 \text{ kN} \qquad M_d = 1,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 65,40 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 98,10 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $2,50 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $53,30 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "v")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "h")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $64,34 \text{ cm}^2$.

Se estudia la resistencia a cortante de la zapata sin necesidad de añadir armaduras de específicas de cortante (cercos o estribos), según (EHE-08) artículo 44: estado límite de agotamiento frente a cortante.

Se calcula, la resistencia de ambas secciones, ante una presión uniforme bajo la zapata igual a la presión máxima obtenida en el cálculo.

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "h":

Ancho: $b = 160 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 430,10 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 490,36 \text{ kN}$

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "v":

Ancho: $b = 316 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 430,10 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 953,07 \text{ kN}$

21.4 Zapata 12: Base pórtico hastial Sur

Los coeficientes de seguridad se extraen de la tabla 2.1 del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural cimentaciones.

Las características de los materiales son:

Hormigón HA-25 Tensión característica: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad hormigón: $\gamma_c = 1,5$

Tensión característica de cálculo: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Recubrimiento: $c = 5 \text{ cm}$

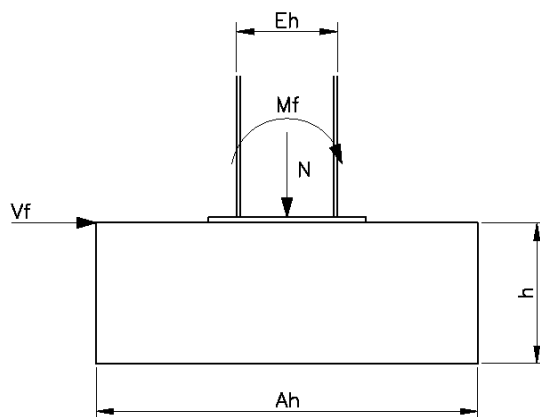
Densidad: $\delta = 24 \text{ kN/m}^3$

Acero corrugado B-500 S. Tensión característica: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

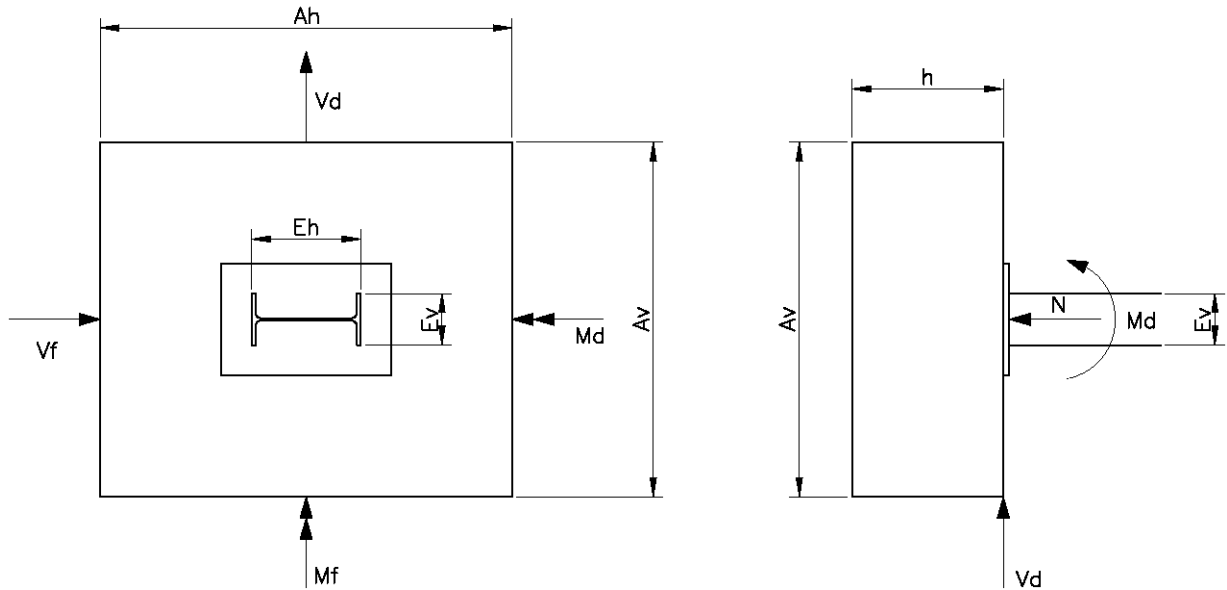
Coefficiente de seguridad acero corrugado: $\gamma_y = 1,15$

Tensión característica de cálculo: $f_{yd} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

En la siguiente figura, recoge los datos geométricos necesarios para realizar la comprobación:



Anejo: Cálculos estructurales



Datos geométricos:

Canto pilar: $E_h = 19$ cm Longitud zapata: $A_h = 250$ (270) cm Canto zapata: $h = 110$ cm
 Ancho pilar: $E_d = 20$ cm Ancho zapata: $A_v = 100$ cm Canto útil zapata: $d = 105$ cm

Datos geotécnicos:

Factor de punta: $F_p = 1,25$ Carga de hundimiento: $q_h = 2$ kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-zapata: $\mu = 0,4176$

Esfuerzos transmitidos por el pilar en combinación característica:

Esfuerzos	Comprobación tensiones	Comprobación deslizamiento	Comprobación vuelco
N (kN)	117,39	***	6,37
Vf (kN)	***	***	***
Vd (kN)	***	***	***
Mf (kN)	45,88	***	49,53
Md (kN)	0,30	***	0,34

***Nota: No se realiza comprobación ante deslizamiento de este elemento debido a que esta unido en sus dos direcciones por vigas riostras.

Peso propio cimentación: $PP_{cimentación} = 66$ kN

Comprobación zapata rígida:

$$2 \cdot h \geq \frac{A_h - E_h}{2} \qquad 2 \cdot h \geq \frac{A_v - E_v}{2}$$

$$220 > 115,5 \qquad 220 > 40$$

Comprobación hundimiento según CTE:

Excentricidad en dirección H: $e_h \geq \frac{M_f}{N} = 25,02$ cm

$$\text{Excentricidad en dirección V: } e_v \geq \frac{M_d}{N} = 0,16 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud equivalente en dirección H: } H^* = A_h - 2 \cdot e_h = 1999,96 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud equivalente en dirección V: } V^* = A_v - 2 \cdot e_v = 99,68 \text{ cm}$$

$$\text{Carga bruta: } q_b = \frac{N_{total}}{H^* \cdot V^*} = 0,9379 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Inferior a la carga admisible por el terreno: } q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación hundimiento tradicional:

$$\text{Axil total (compresión signo positivo): } N_{total} = 183,39 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector total : } M_{f,total} = 45,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento flector total : } M_{d,total} = 0,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Área cimentación: } A = 25000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia respecto a Mf: } I_f = 130208333 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia respecto a Md: } I_d = 20833333 \text{ cm}^4$$

La carga bruta en un punto de la base de la zapata se obtiene mediante la expresión:

$$q_b = \frac{N_{total}}{A} + \frac{M_f}{I_f} \cdot h + \frac{M_d}{I_d} \cdot v$$

Siendo h y v las coordenadas del punto respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

En este caso las cargas de hundimiento máxima y mínima son:

$$\text{Carga de hundimiento máxima: } q_b^{\max} = 1,2040 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Carga de hundimiento mínima: } q_b^{\min} = 0,2915 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Inferior a la carga admisible por el terreno: } q_h = 2,5 \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación ante vuelco

El coeficiente de seguridad frente a vuelco mínimo admisible según CTE es de: 1,8

$$\text{El coeficiente de seguridad ante vuelco se calcula: } CS_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{desestabilizadores}} \geq 1,8$$

Se realizan comprobaciones según cada eje de vuelco y combinadas, siendo el menor coeficiente obtenido de: $CS_v = 1,8263$ Superior al valor de 1,8 impuesto por el Código.

El armado de la zapata (dado que se considera zapata rígida) se comprueba por el método de bielas y tirantes expuesto en la Instrucción del hormigón estructural (EHE-08) artículo 40: Capacidad resistente de bielas tirantes y nudos.

Se calcula el armado en la dirección "h":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 183,39 \text{ kN} \qquad M_f = 45,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 89,81 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 134,87 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $3,44 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $16,87 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "h")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "v")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $22,12 \text{ cm}^2$.

De la misma manera se calcula el armado en la dirección "v":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 183,39 \text{ kN} \qquad M_d = 0,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 25,85 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 38,78 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $0,99 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $42,17 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "v")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "h")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: 52,28 cm².

Se estudia la resistencia a cortante de la zapata sin necesidad de añadir armaduras de específicas de cortante (cercos o estribos), según (EHE-08) artículo 44: estado límite de agotamiento frente a cortante.

Se calcula, la resistencia de ambas secciones, ante una presión uniforme bajo la zapata igual a la presión máxima obtenida en el cálculo.

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "h":

Ancho: $b = 100$ cm

Canto: 110 cm

Canto útil: $d = 105$ cm

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 221,46$ kN

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 310,04$ kN

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "v":

Ancho: $b = 250$ cm

Canto: 110 cm

Canto útil: $d = 105$ cm

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 221,46$ kN

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 760,74$ kN

21.5 Zapata 13: Base pilar intermedio pórtico hastial Sur

Los coeficientes de seguridad se extraen de la tabla 2.1 del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural cimentaciones.

Las características de los materiales son:

Hormigón HA-25 Tensión característica: $f_{ck} = 25$ N/mm²

Coefficiente de seguridad hormigón: $\gamma_c = 1,5$

Tensión característica de cálculo: $f_{cd} = 16,67$ N/mm²

Recubrimiento: $c = 5$ cm

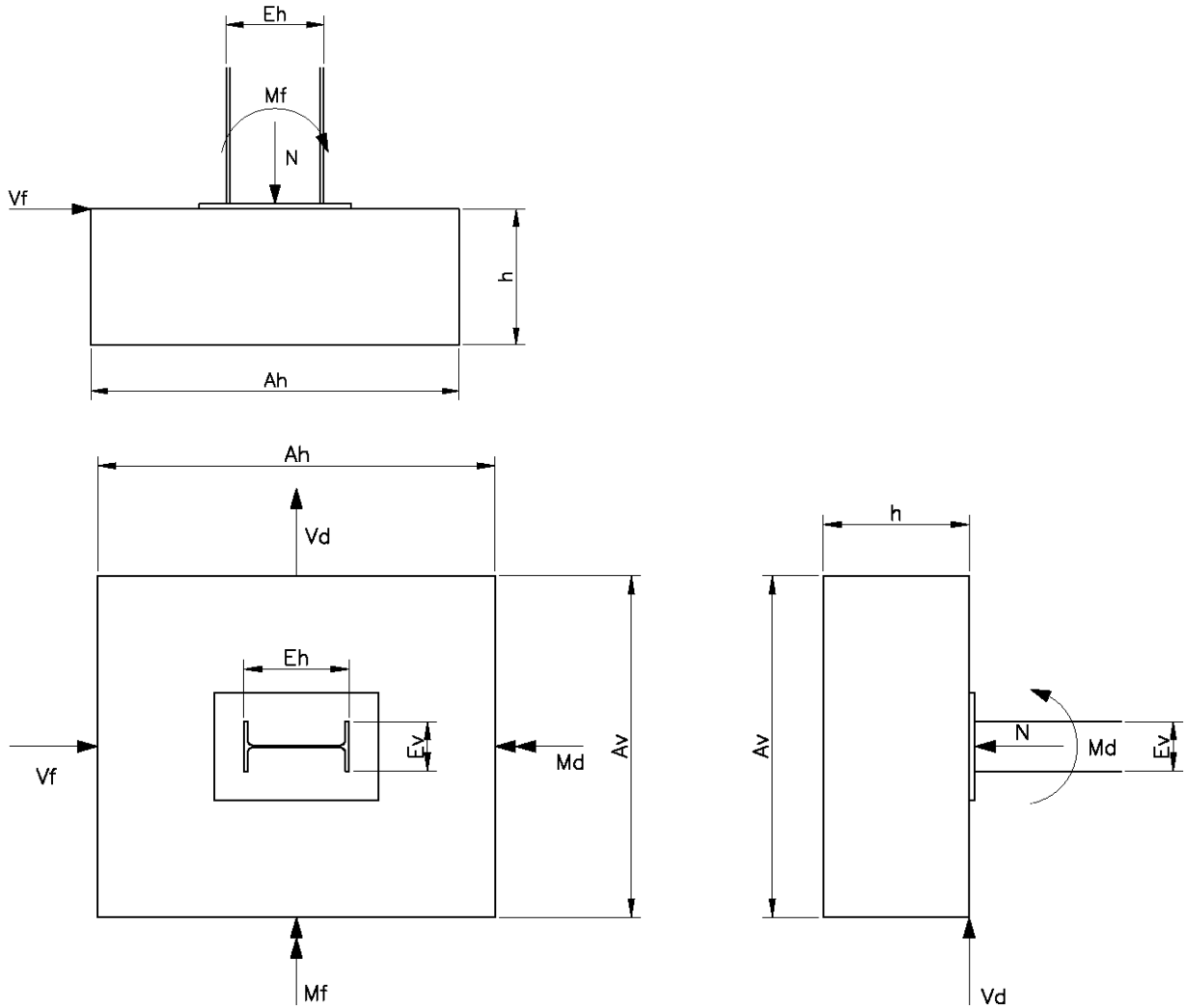
Densidad: $\delta = 24$ kN/m³

Acero corrugado B-500 S. Tensión característica: $f_{yk} = 500$ N/mm²

Coefficiente de seguridad acero corrugado: $\gamma_y = 1,15$

Tensión característica de cálculo: $f_{yd} = 434,78$ N/mm²

En la siguiente figura, recoge los datos geométricos necesarios para realizar la comprobación:



Datos geométricos:

Canto pilar: $E_h = 27$ cm Longitud zapata: $A_h = 320$ cm Canto zapata: $h = 110$ cm
 Ancho pilar: $E_d = 13,5$ cm Ancho zapata: $A_v = 200$ cm Canto útil zapata: $d = 105$ cm

Datos geotécnicos:

Factor de punta: $F_p = 1,25$ Carga de hundimiento: $q_h = 2$ kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-zapata: $\mu = 0,4176$

Esfuerzos transmitidos por el pilar en combinación característica:

Esfuerzos	Comprobación tensiones	Comprobación deslizamiento	Comprobación vuelco
N (kN)	14,23	12,89	14,23
Vf (kN)	88,85	91,40	88,85
Vd (kN)	0,65	1,32	0,65
Mf (kN)	50,23	44,45	50,23
Md (kN)	0,30	0,31	0,30

Peso propio cimentación: $PP_{cimentación} = 168,96$ kN

Axil total (compresión signo positivo): $N_{total} = 183,19 \text{ kN}$

Comprobación zapata rígida:

$$2 \cdot h \geq \frac{A_h - E_h}{2} \qquad 2 \cdot h \geq \frac{A_v - E_v}{2}$$

$$220 > 146,5 \qquad 220 > 93,25$$

Comprobación hundimiento según CTE:

Excentricidad en dirección H: $e_h \geq \frac{M_f}{N} = 80,77 \text{ cm}$

Excentricidad en dirección V: $e_v \geq \frac{M_d}{N} = 0,55 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección H: $H^* = A_h - 2 \cdot e_h = 158,46 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección V: $V^* = A_v - 2 \cdot e_v = 198,90 \text{ cm}$

Carga bruta: $q_b = \frac{N_{total}}{H^* \cdot V^*} = 0,5925 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación hundimiento tradicional:

Axil total (compresión signo positivo): $N_{total} = 183,19 \text{ kN}$

Momento flector total : $M_{f,total} = 147,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector total : $M_{d,total} = 1,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área cimentación: $A = 64000 \text{ cm}^2$

Momento de inercia respecto a Mf: $I_f = 546133333 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto a Md: $I_d = 213333333 \text{ cm}^4$

La carga bruta en un punto de la base de la zapata se obtiene mediante la expresión:

$$q_b = \frac{N_{total}}{A} + \frac{M_f}{I_f} \cdot h + \frac{M_d}{I_d} \cdot v$$

Siendo h y v las coordenadas del punto respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

En este caso las cargas de hundimiento máxima y mínima son:

Carga de hundimiento máxima: $q_b^{\max} = 0,7385 \text{ kp/cm}^2$

Carga de hundimiento mínima: $q_b^{\min} = -0,1549 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2,5 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación ante deslizamiento

Se tendrá en cuenta la movilización del empuje pasivo del terreno, con los siguientes datos:

Densidad: $\delta_{\text{terreno}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Ángulo rozamiento interno $\varphi_{\text{terreno}} = 34^\circ$

El empuje resultante se cuantifica en: $E_{\text{pasivo}} = 69,31 \text{ kN}$

El coeficiente de seguridad ante deslizamiento se calcula: $CS_d = \frac{N_{\text{total}} \cdot \mu}{\sum F_{\text{horizontales}}} \geq 1,5$

En este caso $CS_d = 1,5891$ Superior al valor de 1,5 impuesto por el Código.

Comprobación ante vuelco

El coeficiente de seguridad frente a vuelco mínimo admisible según CTE es de: 1,8

El coeficiente de seguridad ante vuelco se calcula: $CS_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} \geq 1,8$

Se realizan comprobaciones según cada eje de vuelco y combinadas, siendo el menor coeficiente obtenido de: $CS_v = 1,9809$ Superior al valor de 1,8 impuesto por el Código.

El armado de la zapata (dado que se considera zapata rígida) se comprueba por el método de bielas y tirantes expuesto en la Instrucción del hormigón estructural (EHE-08) artículo 40: Capacidad resistente de bielas tirantes y nudos.

Se calcula el armado en la dirección "h":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{\text{total}} = 183,19 \text{ kN} \qquad M_f = 147,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{\text{Tirante}} = 164,99 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{\text{Tirante,Ed}} = 247,49 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,4 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $6,3070 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $33,73 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "h")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "v")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: 42,22 cm².

De la misma manera se calcula el armado en la dirección "v":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 183,19 \text{ kN} \qquad M_d = 1,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 51,88 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 77,82 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de 392,40 N/mm².

El área de armadura mínima necesaria es de: 1,98 cm².

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: 53,97 cm².

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "v")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "h")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: 66,35 cm².

Se estudia la resistencia a cortante de la zapata sin necesidad de añadir armaduras de específicas de cortante (cercos o estribos), según (EHE-08) artículo 44: estado límite de agotamiento frente a cortante.

Se calcula, la resistencia de ambas secciones, ante una presión uniforme bajo la zapata igual a la presión máxima obtenida en el cálculo.

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "h":

Ancho: $b = 200 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 347,73 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 610,53 \text{ kN}$

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "v":

Ancho: $b = 320 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 347,73 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 971,00$ kN

21.6 Zapata 14: Base pórtico hastial Norte

Los coeficientes de seguridad se extraen de la tabla 2.1 del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural cimentaciones.

Las características de los materiales son:

Hormigón HA-25 Tensión característica: $f_{ck} = 25$ N/mm²

Coefficiente de seguridad hormigón: $\gamma_c = 1,5$

Tensión característica de cálculo: $f_{cd} = 16,67$ N/mm²

Recubrimiento: $c = 5$ cm

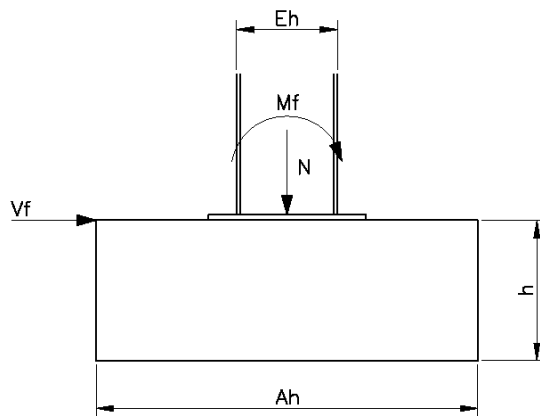
Densidad: $\delta = 24$ kN/m³

Acero corrugado B-500 S. Tensión característica: $f_{yk} = 500$ N/mm²

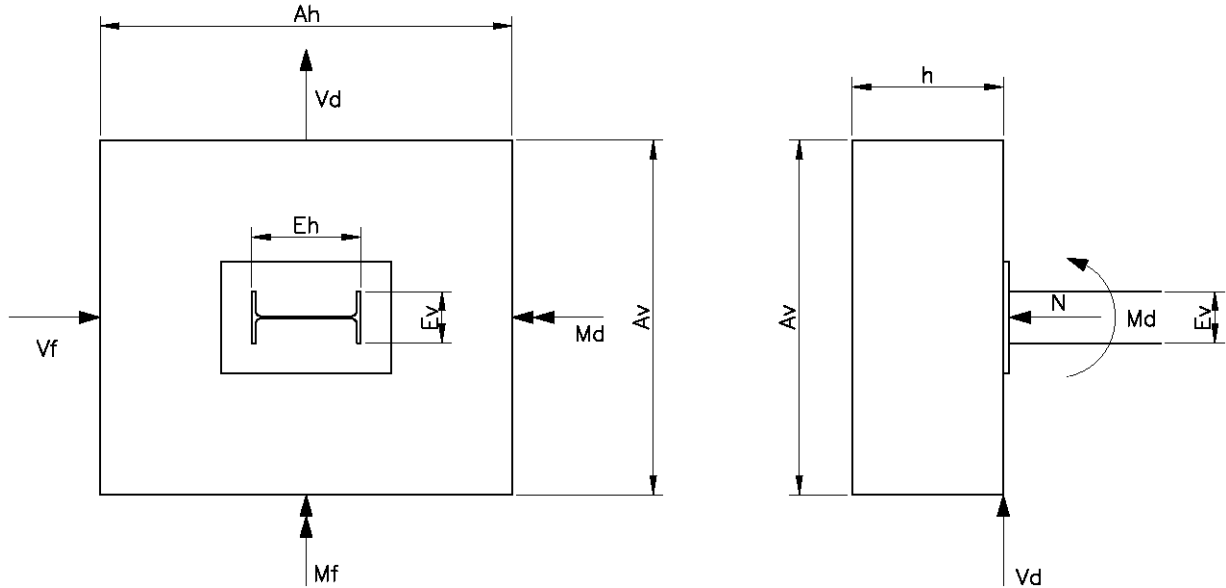
Coefficiente de seguridad acero corrugado: $\gamma_y = 1,15$

Tensión característica de cálculo: $f_{yd} = 434,78$ N/mm²

En la siguiente figura, recoge los datos geométricos necesarios para realizar la comprobación:



Anejo: Cálculos estructurales



Datos geométricos:

Canto pilar: $E_h = 19$ cm Longitud zapata: $A_h = 300$ (320) cm Canto zapata: $h = 110$ cm
 Ancho pilar: $E_d = 20$ cm Ancho zapata: $A_v = 100$ cm Canto útil zapata: $d = 105$ cm
 Datos geotécnicos:

Factor de punta: $F_p = 1,25$ Carga de hundimiento: $q_h = 2$ kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-zapata: $\mu = 0,4176$

Esfuerzos transmitidos por el pilar en combinación característica:

Esfuerzos	Comprobación tensiones	Comprobación deslizamiento	Comprobación vuelco
N (kN)	172,81	***	-21,79
Vf (kN)	***	***	***
Vd (kN)	***	***	***
Mf (kN)	46,52	***	45,43
Md (kN)	0,29	***	0,15

Peso propio cimentación: $PP_{cimentación} = 79,2$ kN

Comprobación zapata rígida:

$$2 \cdot h \geq \frac{A_h - E_h}{2} \qquad 2 \cdot h \geq \frac{A_v - E_v}{2}$$

$$220 > 140,5 \qquad 220 > 40$$

Comprobación hundimiento según CTE:

Excentricidad en dirección H: $e_h \geq \frac{M_f}{N} = 18,46$ cm

Excentricidad en dirección V: $e_v \geq \frac{M_d}{N} = 0,11$ cm

Longitud equivalente en dirección H: $H^* = A_h - 2 \cdot e_h = 263,08 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección V: $V^* = A_v - 2 \cdot e_v = 99,77 \text{ cm}$

Carga bruta: $q_b = \frac{N_{total}}{H^* \cdot V^*} = 0,9787 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación hundimiento tradicional:

Axil total (compresión signo positivo): $N_{total} = 252,01 \text{ kN}$

Momento flector total : $M_{f,total} = 46,52 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector total : $M_{d,total} = 0,29 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área cimentación: $A = 30000 \text{ cm}^2$

Momento de inercia respecto a Mf: $I_f = 225000000 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto a Md: $I_d = 25000000 \text{ cm}^4$

La carga bruta en un punto de la base de la zapata se obtiene mediante la expresión:

$$q_b = \frac{N_{total}}{A} + \frac{M_f}{I_f} \cdot h + \frac{M_d}{I_d} \cdot v$$

Siendo h y v las coordenadas del punto respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

En este caso las cargas de hundimiento máxima y mínima son:

Carga de hundimiento máxima: $q_b^{\max} = 1,1783 \text{ kp/cm}^2$

Carga de hundimiento mínima: $q_b^{\min} = 0,5344 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2,5 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación ante vuelco

El coeficiente de seguridad frente a vuelco mínimo admisible según CTE es de: 1,8

El coeficiente de seguridad ante vuelco se calcula: $CS_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{desestabilizadores}} \geq 1,8$

Se realizan comprobaciones según cada eje de vuelco y combinadas, siendo el menor coeficiente obtenido de: $CS_v = 1,8956$ Superior al valor de 1,8 impuesto por el Código.

El armado de la zapata (dado que se considera zapata rígida) se comprueba por el método de bielas y tirantes expuesto en la Instrucción del hormigón estructural (EHE-08) artículo 40: Capacidad resistente de bielas tirantes y nudos.

Se calcula el armado en la dirección "h":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 252,01 \text{ kN} \qquad M_f = 46,52 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 131,95 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 197,92 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $5,04 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $16,87 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "h")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "v")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $22,12 \text{ cm}^2$.

De la misma manera se calcula el armado en la dirección "v":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 252,01 \text{ kN} \qquad M_d = 0,29 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 35,46 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 53,184693277310927 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $1,36 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $50,6 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "v")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "h")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: $62,33 \text{ cm}^2$.

Se estudia la resistencia a cortante de la zapata sin necesidad de añadir armaduras de específicas de cortante (cercos o estribos), según (EHE-08) artículo 44: estado límite de agotamiento frente a cortante.

Se calcula, la resistencia de ambas secciones, ante una presión uniforme bajo la zapata igual a la presión máxima obtenida en el cálculo.

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "h":

Ancho: $b = 100 \text{ cm}$

Canto: 110 cm

Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 260,08 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 310,04 \text{ kN}$

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "v":

Ancho: $b = 300 \text{ cm}$

Canto: 110 cm

Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 260,08 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 910,93 \text{ kN}$

21.7 Zapata 15: Base pilar intermedio hastial Norte

Los coeficientes de seguridad se extraen de la tabla 2.1 del Código Técnico de la Edificación-Seguridad estructural cimentaciones.

Las características de los materiales son:

Hormigón HA-25 Tensión característica: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad hormigón: $\gamma_c = 1,5$

Tensión característica de cálculo: $f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

Recubrimiento: $c = 5 \text{ cm}$

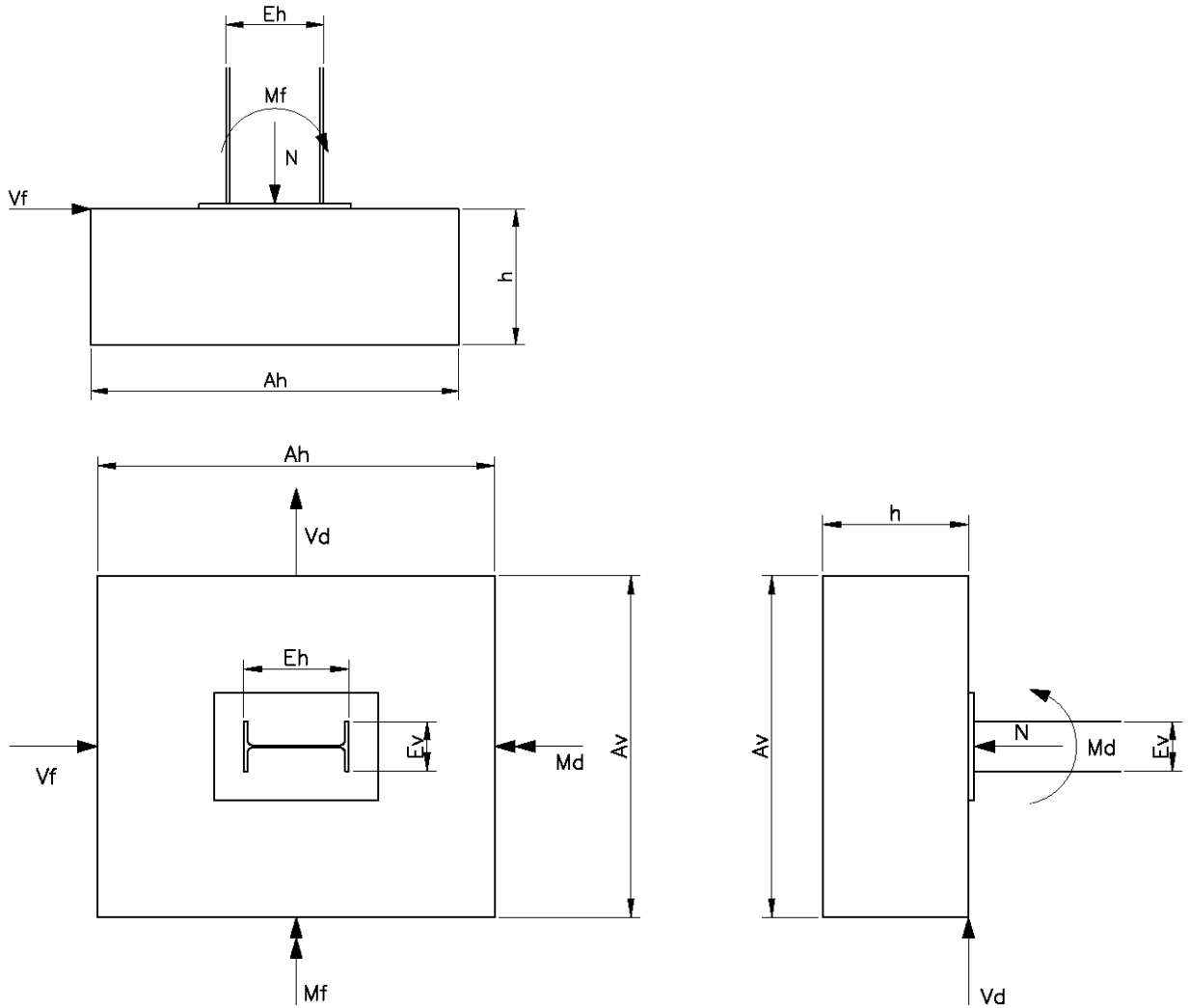
Densidad: $\delta = 24 \text{ kN/m}^3$

Acero corrugado B-500 S. Tensión característica: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de seguridad acero corrugado: $\gamma_y = 1,15$

Tensión característica de cálculo: $f_{yd} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

En la siguiente figura, recoge los datos geométricos necesarios para realizar la comprobación:



Datos geométricos:

Canto pilar: $E_h = 68,5$ cm Longitud zapata: $A_h = 320$ cm Canto zapata: $h = 110$ cm
 Ancho pilar: $E_d = 17$ cm Ancho zapata: $A_v = 200$ cm Canto útil zapata: $d = 105$ cm

Datos geotécnicos:

Factor de punta: $F_p = 1,25$ Carga de hundimiento: $q_h = 2$ kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-zapata: $\mu = 0,4176$

Esfuerzos transmitidos por el pilar en combinación característica:

Esfuerzos	Comprobación tensiones	Comprobación deslizamiento	Comprobación vuelco
N (kN)	4,62	-5,23	0,26
Vf (kN)	88,85	91,35	91,40
Vd (kN)	0,65	0,28	1,32
Mf (kN)	50,23	44,10	44,45
Md (kN)	0,30	0,28	0,31

Peso propio cimentación: $PP_{cimentación} = 168,96$ kN

Axil total (compresión signo positivo): $N_{total} = 173,58 \text{ kN}$

Comprobación zapata rígida:

$$2 \cdot h \geq \frac{A_h - E_h}{2} \qquad 2 \cdot h \geq \frac{A_v - E_v}{2}$$

$$220 > 125,75 \qquad 220 > 91,5$$

Comprobación hundimiento según CTE:

Excentricidad en dirección H: $e_h \geq \frac{M_f}{N} = 85,24 \text{ cm}$

Excentricidad en dirección V: $e_v \geq \frac{M_d}{N} = 0,58 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección H: $H^* = A_h - 2 \cdot e_h = 149,52 \text{ cm}$

Longitud equivalente en dirección V: $V^* = A_v - 2 \cdot e_v = 198,84 \text{ cm}$

Carga bruta: $q_b = \frac{N_{total}}{H^* \cdot V^*} = 0,5952 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación hundimiento tradicional:

Axil total (compresión signo positivo): $N_{total} = 173,58 \text{ kN}$

Momento flector total : $M_{f,total} = 147,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector total : $M_{d,total} = 1,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Área cimentación: $A = 64000 \text{ cm}^2$

Momento de inercia respecto a Mf: $I_f = 546133333 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto a Md: $I_d = 213333333 \text{ cm}^4$

La carga bruta en un punto de la base de la zapata se obtiene mediante la expresión:

$$q_b = \frac{N_{total}}{A} + \frac{M_f}{I_f} \cdot h + \frac{M_d}{I_d} \cdot v$$

Siendo h y v las coordenadas del punto respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

En este caso las cargas de hundimiento máxima y mínima son:

Carga de hundimiento máxima: $q_b^{\max} = 0,7232 \text{ kp/cm}^2$

Carga de hundimiento mínima: $q_b^{\min} = -0,1402 \text{ kp/cm}^2$

Inferior a la carga admisible por el terreno: $q_h = 2,5 \text{ kp/cm}^2$

Comprobación ante deslizamiento

Se tendrá en cuenta la movilización del empuje pasivo del terreno, con los siguientes datos:

Densidad: $\delta_{\text{terreno}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Ángulo rozamiento interno $\varphi_{\text{terreno}} = 34^\circ$

El empuje resultante se cuantifica en: $E_{\text{pasivo}} = 69,31 \text{ kN}$

El coeficiente de seguridad ante deslizamiento se calcula: $CS_d = \frac{N_{\text{total}} \cdot \mu}{\sum F_{\text{horizontales}}} \geq 1,5$

En este caso $CS_d = 1,5309$ Superior al valor de 1,5 impuesto por el Código.

Comprobación ante vuelco

El coeficiente de seguridad frente a vuelco mínimo admisible según CTE es de: 1,8

El coeficiente de seguridad ante vuelco se calcula: $CS_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} \geq 1,8$

Se realizan comprobaciones según cada eje de vuelco y combinadas, siendo el menor coeficiente obtenido de: $CS_v = 1,8673$ Superior al valor de 1,8 impuesto por el Código.

El armado de la zapata (dado que se considera zapata rígida) se comprueba por el método de bielas y tirantes expuesto en la Instrucción del hormigón estructural (EHE-08) artículo 40: Capacidad resistente de bielas tirantes y nudos.

Se calcula el armado en la dirección "h":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{\text{total}} = 173,58 \text{ kN} \qquad M_f = 147,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{\text{Tirante}} = 160,69 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{\text{Tirante,Ed}} = 241,03 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de $392,40 \text{ N/mm}^2$.

El área de armadura mínima necesaria es de: $6,14 \text{ cm}^2$.

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: $33,73 \text{ cm}^2$.

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "h")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "v")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: 42,22 cm².

De la misma manera se calcula el armado en la dirección "v":

Los esfuerzos característicos son:

$$N_{total} = 173,58 \text{ kN} \qquad M_d = 1,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultando un axil característico en el tirante de: $N_{Tirante} = 49,19 \text{ kN}$

El coeficiente de mayoración empleado para obtener los esfuerzos de cálculo es: $\gamma = 1,5$

Con lo que se obtiene un axil de cálculo en el tirante de: $N_{Tirante,Ed} = 73,78 \text{ kN}$

La deformación máxima permitida a las armaduras es del 2 por mil, lo que supone una tensión máxima admisible de 392,4 N/mm².

El área de armadura mínima necesaria es de: 1,88 cm².

El área de armadura mínima por cuantía mecánica es de: 53,97 cm².

Se propone la siguiente distribución de armaduras (en caras superior e inferior):

Redondos de: 16 mm (con dirección longitudinal "v")

Distribuidos cada: 10 cm (en dirección transversal "h")

Siendo así el área de armadura dispuesta de: 66,35 cm².

Se estudia la resistencia a cortante de la zapata sin necesidad de añadir armaduras de específicas de cortante (cercos o estribos), según (EHE-08) artículo 44: estado límite de agotamiento frente a cortante.

Se calcula, la resistencia de ambas secciones, ante una presión uniforme bajo la zapata igual a la presión máxima obtenida en el cálculo.

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "h":

Ancho: $b = 200 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 340,53 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 610,53 \text{ kN}$

En este caso se comienza por la sección perpendicular a la dirección "v":

Ancho: $b = 320 \text{ cm}$ Canto: 110 cm Canto útil: $d = 105 \text{ cm}$

Cortante de cálculo: $V_{Ed} = 340,53 \text{ kN}$

Cortante admisible por la sección: $V_{Rd} = 971,00$ kN

