



Universidad
de La Laguna

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Grado en Ingeniería Mecánica

TRABAJO FIN DE GRADO

**DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO**

Autor:

Elena Pérez Alonso

Profesores:

Claudio Briones Barrera
Felipe Santiago Alcover Brito



**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y
TECNOLOGÍA**

Grado en Ingeniería Mecánica

TRABAJO FIN DE GRADO

**DISEÑO Y CÁLCULO DE LA
ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE
USO TERCIARIO**

ÍNDICE GENERAL

Autor:

Elena Pérez Alonso

Profesores:

Claudio Briones Barrera
Felipe Santiago Alcover Brito



ÍNDICE MEMORIA

ABSTRACT	V
0 HOJA DE IDENTIFICACIÓN	1
1 OBJETO	2
2 ALCANCE.....	2
3 ANTECEDENTES	2
4 NORMAS Y REFERENCIAS.....	3
4.1 Disposiciones legales y normas aplicadas.	3
4.1.1 Estructura y cimentación.....	3
4.1.2 Redacción del proyecto y elaboración de los planos.....	3
4.2 Software empleado.	4
5 REQUISITOS DE DISEÑO	4
6 DESCRIPCIÓN GENERAL.....	5
6.1 Ubicación de la parcela.....	5
6.2 Descripción de la edificación.	5
7 MATERIALES.....	6
7.1 Hormigón estructural.....	6
7.2 Hormigón no estructural.....	7
7.3 Cemento.....	7
7.4 Acero Corrugado.....	7
7.5 Acero Laminado.....	8
8 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL	8
8.1 Cimentación.	9
8.2 Estructura de Hormigón armado.....	9
8.3 Estructura metálica	11
9 ACCIONES	12
9.1 Acciones en la estructura metálica	12
9.1.1 Acciones permanentes.	12
9.1.2 Acciones variables.	12
9.2 Acciones en la estructura de hormigón armado.	22
9.2.1 Acciones permanentes.	22

9.2.2	Acciones variables.....	22
9.3	Acciones sísmicas.....	23
10	COMBINACIÓN DE ACCIONES CONSIDERADAS.....	23
10.1	Hormigón armado	23
10.2	Acero Laminado	24
11	MODELO DE CÁLCULO.....	25
11.1	Estructura metálica	25
11.2	Hormigón Armado	28
12	CONCLUSIÓN Y RESUMEN.....	29



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 CIMENTACIÓN	1
1.2 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	1
1.3 ESTRUCTURA METÁLICA	2
2. LISTADOS DE RESULTADOS:	
1. RESUMEN DE RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L.U PARA VIGAS Y PILARES DE HORMIGÓN ARMADO.	
2. RESUMEN DE RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L.U PARA VIGAS Y PILARES DE HORMIGÓN ARMADO	
3. RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L.U Y E.L.S PARA VIGA TIPO (PÓRTICO 10) DE HORMIGÓN ARMADO:	
4. ENVOLVENTE DE ESFUERZOS DE PÓRTICO 7 Y PÓRTICO 4 (PÓRTICOS TIPO)	
5. CUANTÍAS DE OBRA	
6 ESTRUCTURA METÁLICA	
6.1 PÓRTICO 1 (INICIAL)	
6.2 PÓRTICO 2 (PÓRTICO TIPO INTERIOR)	
6.2 PÓRTICO 3 (ÚLTIMO)	
6.3 PLACA DE ANCLAJE TIPO 1	
6.4 PLACA DE ANCLAJE TIPO 2	
6.5 PLACA DE ANCLAJE TIPO 3	
6.6 PLACA DE ANCLAJE TIPO 4	
6.7 UNIÓN VIGA-PILAR TIPO (PÓRTICO TIPO INTERIOR)	

ÍNDICE

PLANO 1. SITUACIÓN
PLANO 2. EMPLAZAMIENTO
PLANO 3. PLANTA Y ALZADO
PLANO 4. PLANTA ACOTADA
PLANO 5. PLANTA CUBIERTA
PLANO 6. FACHADAS SUR Y ESTE
PLANO 7. FACHADAS NORTE Y OESTE
PLANO C.1. PLANTA CIMENTACIÓN
PLANO C.2. DETALLES DE ZAPATAS
PLANO C.3. VIGAS DE ATADO
PLANO C.4. DETALLES DE CIMENTACIÓN
PLANO HA.1. FORJADO PLANTA CUBIERTA DE HORMIGÓN ARMADO
PLANO HA.2. CUADRO DE PILARES Y DESPIECE DE ARMADURAS
PLANO HA.3. VIGAS 1
PLANO HA.4. VIGAS: DESPIECE DE ARMADURAS 2
PLANO HA.5. VIGAS: DESPIECE DE ARMADURAS 3
PLANO M.1. PLANTA PLACAS DE ANCLAJE
PLANO M.2. PLANTA ESTRUCTURA METÁLICA
PLANO M.3. PÓRTICOS A,B,C METÁLICOS
PLANO M.4. PÓRTICO D, METÁLICO
PLANO M.5. PÓRTICOS METÁLICOS
PLANO M.6. DETALLES ESTRUCTURA METÁLICA
PLANO S.1. SECCIÓN (A-A') Y DETALLE CANALÓN
PLANO S.2. SECCIÓN (B-B') Y DETALLES

ÍNDICE

CAPITULO 1. MOVIMIENTO DE TIERRAS	1
CAPITULO 2. CIMENTACIÓN	2
CAPITULO 3. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	3
CAPITULO 4. ESTRUCTURA METÁLICA	4
RESUMEN POR CAPÍTULOS	5





ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Grado en Ingeniería Mecánica

TRABAJO FIN DE GRADO

**DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO**

MEMORIA

Autor:

Elena Pérez Alonso

Profesores:

Claudio Briones Barrera
Felipe Santiago Alcover Brito

ÍNDICE MEMORIA

ABSTRACT	V
0 HOJA DE IDENTIFICACIÓN	1
1 OBJETO	2
2 ALCANCE	2
3 ANTECEDENTES	2
4 NORMAS Y REFERENCIAS	3
4.1 Disposiciones legales y normas aplicadas.	3
4.1.1 Estructura y cimentación.....	3
4.1.2 Redacción del proyecto y elaboración de los planos.....	3
4.2 Software empleado.	4
5 REQUISITOS DE DISEÑO	4
6 DESCRIPCIÓN GENERAL	5
6.1 Ubicación de la parcela.....	5
6.2 Descripción de la edificación.	5
7 MATERIALES	6
7.1 Hormigón estructural.....	6
7.2 Hormigón no estructural.....	7
7.3 Cemento	7
7.4 Acero Corrugado.....	7
7.5 Acero Laminado.....	8
8 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL	8
8.1 Cimentación.	9
8.2 Estructura de Hormigón armado.....	9
8.3 Estructura metálica	11
9 ACCIONES	12
9.1 Acciones en la estructura metálica	12
9.1.1 Acciones permanentes.	12
9.1.2 Acciones variables.	12
9.2 Acciones en la estructura de hormigón armado.	22
9.2.1 Acciones permanentes.	22
9.2.2 Acciones variables.	22
9.3 Acciones sísmicas.	23
10 COMBINACIÓN DE ACCIONES CONSIDERADAS	23
10.1 Hormigón armado	23

10.2	Acero Laminado.....	24
11	MODELO DE CÁLCULO.....	25
11.1	Estructura metálica	25
11.2	Hormigón Armado.....	28
12	CONCLUSIÓN Y RESUMEN	29

ABSTRACT

The objective of this work is to design and calculate the structure of a building. This project has been carried out in the academic field to complete the mechanical engineering degree.

The structure is going to be used for a market. The location will be the industrial Estate "Valle de Güímar" because it is devoid of places like this dedicated to local farmers selling their own products.

To achieve this aim, the structure and foundations of the building have been designed and calculated. In addition, an adequate interior layout of the building has been made. Composed of fifteen stands, an area destined for bathrooms and other area foreseen to a bar coffee shop.

For the possible execution of the building, a price estimate has also been established.

Finally, highlight the fact that the different legal provisions concerning each area have been applied and a series of computer programs have been used to carry out this project.

0 HOJA DE IDENTIFICACIÓN

PROYECTO
<p><u>Título:</u> Diseño y cálculo de la estructura para un edificio de uso terciario.</p> <p><u>Emplazamiento:</u> Polígono Industrial de Güímar, Manzana I, 38509 Arafo, Santa Cruz de Tenerife</p> <p><u>Coordenadas UTM:</u> 366.294,51 3.134.387,43</p>
AUTOR
<p><u>Nombre:</u> Elena Pérez Alonso</p> <p><u>DNI:</u> 42239972N</p> <p><u>Correo electrónico:</u> alu0101124612@ull.edu.es</p>

1 OBJETO

El objetivo de este trabajo es diseñar y calcular la estructura para un edificio de uso terciario, en concreto, un mercado para la venta de productos locales. Siendo, en consecuencia, los objetivos específicos los siguientes:

- Diseñar y calcular la estructura y cimentación de la edificación.
- Determinar la distribución de la superficie interior del edificio.
- Establecer una estimación de los costes del edificio proyectado.
- Definir la documentación gráfica necesaria para su posible ejecución.

No obstante, el objetivo general de este trabajo es desarrollar las competencias adquiridas durante el grado. Este documento forma parte de la asignatura Trabajo de Fin de Grado, por lo que será evaluado en el ámbito académico y tramitado en la Escuela Superior de Ingeniería y Tecnología, para la obtención del título de Graduado en Ingeniería Mecánica.

2 ALCANCE

El contenido del presente documento se encuadra dentro del ámbito de la ingeniería Industrial, concretamente en torno al diseño y cálculo de una estructura que formará parte de una edificación de uso terciario.

Su alcance se limita al diseño y análisis de la estructura del edificio, objeto del presente trabajo, no tratándose en ningún caso de un proyecto de ejecución o un proyecto básico.

3 ANTECEDENTES

La parcela en la que se situará el edificio se encuentra en el polígono industrial Valle de Güímar. Según la consulta de planeamiento realizada ante la gerencia de urbanismo del ayuntamiento de Arafo, se clasifica como suelo urbano, categoría suelo urbano consolidado. La denominación de la zona de uso es Edificación cívico-comercial, cuyo uso principal es terciario, específicamente de usos comerciales y de servicios.

Esta comarca está actualmente desprovista de un área adecuada para poder vender los productos cosechados por los agricultores locales. Se busca favorecer el movimiento dentro de la economía local, albergando un espacio amplio y apropiado para esta actividad.

Cabe destacar que se trata de una zona de fácil acceso ya que está a escasos minutos de la Autopista del Sur TF-1, y se prevé disponer de un espacio destinado para aparcamiento.

Por todo lo expuesto se considera que el emplazamiento para este uso es el adecuado.

4 NORMAS Y REFERENCIAS

4.1 Disposiciones legales y normas aplicadas.

Para la realización del presente proyecto se han aplicado las disposiciones legales y normas que se recogen a continuación, según área de aplicación:

4.1.1 Estructura y cimentación.

- CTE-DB-SE: Código técnico de la Edificación. Documento básico de Seguridad Estructural.
- CTE-DB-SE-AE: Código técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural, acciones en la edificación.
- CTE-DB-SE-A: Código técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural, acero.
- CTE-DB-SE-C: Código técnico de la Edificación. Documento básico estructural, cimientos.
- EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.
- EAE-11: Instrucción de Acero Estructural

4.1.2 Redacción del proyecto y elaboración de los planos.

- UNE-EN ISO 129-1:2019/A1:2021 Documentación técnica de los productos (TPD). Representación de dimensiones y tolerancias. Parte 1: Principios generales.
- UNE-EN ISO 5455:1996: Dibujos Técnicos. Escalas.
- UNE-EN ISO 129-1:2019/A1:2021 (Ratificada). Acotación.

4.2 Software empleado.

Durante la elaboración del proyecto se han empleado distintos programas con el fin de realizar los cálculos y las representaciones gráficas necesarios.

- *CYPE 2021*: Empleado para el cálculo de la estructura metálica ubicada en parte superior de la edificación, en concreto el módulo de *CYPE 3D*. Para la parte inferior de hormigón armado, se optó por *CYPECAD*. De esta manera se pudo integrar la estructura metálica y realizar los cálculos como una unidad.
- *AutoCAD 2021*: Delineación de todos los planos estructurales, y de emplazamiento.
- *Arquímedes 2021*: Realización de una estimación de los costes.

5 REQUISITOS DE DISEÑO

Como se menciona en la sección 2 de la presente memoria, el fin principal del documento se describe como el diseño y cálculo de la estructura que formará parte de esta edificación capaz de albergar locales para el comercio.

La instalación refleja un diseño práctico, dando mayor peso a las áreas destinadas a la venta de productos. Se pretende que la actividad sea desarrollada en torno a un patio central aprovechando la iluminación natural que ofrece la estructura metálica ubicada encima del mismo.

6 DESCRIPCIÓN GENERAL

6.1 Ubicación de la parcela.

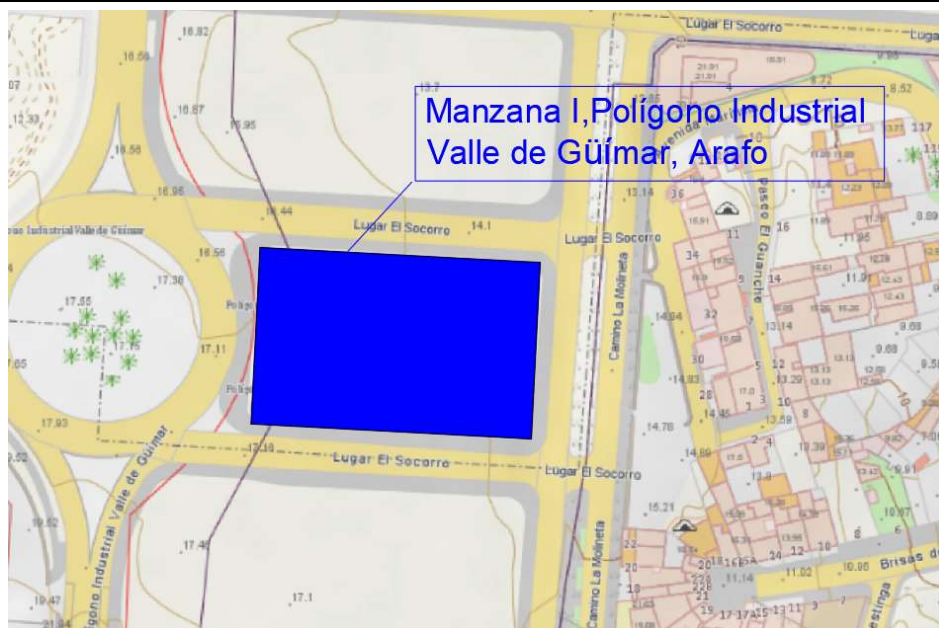


Figura 1. Parcela para la ubicación de la edificación. Fuente: Visor Grafcan.

La parcela en la que se situará la edificación se ubica en término municipal de Arafo, Tenerife. Se pueden consultar el plano 1 de *SITUACIÓN* y en el plano 2 *DE EMPLAZAMIENTO*, en el apartado de planos.

La referencia catastral de la parcela es: 6145701CS6364N0001BQ.

Dispone de un área total de 3.108,00 m² de suelo sin edificar. Su forma se puede aproximar a un rectángulo de 70,00 m x 44,40 m. La superficie ocupada por la edificación es de 1.215,00 m² y la destinada al aparcamiento es de 380,00 m².

6.2 Descripción de la edificación.

La edificación dispone de quince habitáculos destinados a los puestos del mercado. Once de los mismos son de 5,80 m x 3,00 m, y los cinco restantes tienen una dimensión de 6,20 m x 5,80 m. Está prevista una zona con tres aseos, uno para mujeres, otro para hombres y un tercero para personas con movilidad reducida. Además, se deja un área prevista para poder ubicar una cafetería. Para mayor detalle consultar el plano de PLANTA ACOTADA en el apartado de planos.

La edificación, consta de una única planta con una superficie construida total de 1215,00 m² ejecutada mediante estructura de hormigón armado con cerramiento de bloque hueco. En la parte central, se ubicará un patio con una superficie de 460,80 m², cerrado parcialmente por una cubierta ligera no transitable sustentada

sobre una estructura metálica que ocupará 307,60 m² del mismo, dejando al descubierto un área de 153,60 m².

Las puertas de acceso a la edificación están ubicadas en las fachadas sur y este. La altura de la edificación es de 5,00 m, no obstante, la altura máxima se alcanza en la cumbrera de la estructura metálica con 6,70 m.

En la zona interior, la altura libre prevista de piso a techo es de 3,75 m, y en las zonas de las vigas de cuelgue la altura se reduce a 3,30 m. Dejando espacio suficiente para la posible instalación de un falso techo.

7 MATERIALES

7.1 Hormigón estructural

Para definir el tipo de hormigón es necesario conocer el tipo de ambiente en el que se encontrará la estructura. Según la EHE-08, tabla 8.2.2 la clase de exposición es IIIa, por tratarse de una clase marina aérea y estar a menos de 5 km de la línea costera.

Para concretar la resistencia mínima del hormigón armado, se recurre a la tabla 37.3.2.b de la EHE-08 (Resistencias mínimas recomendadas en función a los requisitos de durabilidad) teniendo en cuenta la clase de exposición (IIIa), se establece una resistencia característica del hormigón de 30 N/mm².

Por lo tanto, el hormigón utilizado para la estructura incluida la cimentación es: HA-30/B/20/IIIa.

Esta denominación se refiere a los siguientes parámetros:

- (HA) Hormigón armado.
- Resistencia característica del hormigón $f_{ck}=30$ N/mm²
- La docilidad se establece de acuerdo al artículo 31.5 de la EHE-08, el asentamiento en el cono está comprendido entre 6 y 9 cm.
- Tamaño máximo del árido 20mm
- Tipo de ambiente, en este caso IIIa al tratarse de un ambiente marino.

Para definir el recubrimiento nominal es necesario recurrir a la tabla 37.2.4.1.b.

Recubrimiento nominal ($r_{nom} = r_{min} + \Delta r$)	
r_{nom}	35 mm
r_{min} (Clase de exposición IIIa), CEM IV y vida útil de 50 años	25 mm
Δr (nivel de control normal)	10 mm

Tabla resumen para la elección del recubrimiento nominal.

7.2 Hormigón no estructural

Se utiliza para los elementos de cimentación un hormigón de limpieza HL-150/B/20 con un espesor de 10 centímetros. Este hormigón tiene como fin evitar la desecación del hormigón estructural durante su vertido, así como una posible contaminación de éste durante las primeras horas de su hormigonado.

7.3 Cemento

El cemento elegido como se comentó en el apartado 7.1 es CEM IV ya que se recomienda su uso en la tabla A.4.2 de la EHE-08 (Tipos de cemento en función de la aplicación del hormigón) al tratarse de elementos estructurales de hormigón armado. De igual manera, en la tabla A.4.5 (Tipos de cemento en función a la exposición), se recomienda entre otros utilizar el CEM IV por estar expuesto a una agresividad de origen marino.

Por otro lado, se define la máxima relación de agua/cemento como 0,45. Siguiendo la tabla 37.3.2.a (Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento) y teniendo en cuenta que se trata de hormigón armado y el tipo de exposición (IIIa). Además, en esta misma tabla se alude a la cantidad mínima de cemento que bajo las condiciones ya nombradas es de 300 kg/m³.

7.4 Acero Corrugado

El acero empleado para armar el hormigón es de tipo corrugado B 500 S. Este acero es de límite elástico 500 N/mm². En la norma EHE-08 se indican los diámetros normalizados para las barras y los diámetros de los mandriles normalizados. Se destaca de este acero corrugado su alta adherencia en el hormigón una vez endurecido este.

Se han empleado las siguientes barras según su uso:

- Para las armaduras longitudinales se han utilizado barras de diámetros entre 10mm,12mm,16mm,20mm,25mm.
- Barras de diámetro entre 6mm,8mm,10mm para los cercos.
- Para el montaje se utilizaron diámetros de 10mm y 12mm.
- Para la malla electrosoldada ubicada en el forjado se utilizó diámetro 5mm.

7.5 Acero Laminado

Para los perfiles metálicos se ha elegido acero tipo S 275 JR, este se encuentra recogido en la EAE (Instrucción de Acero Estructural) tabla 27.1.a y se trata de un acero no aleado laminado en caliente. La terminación JR se utiliza para aceros de buena soldabilidad.

Acero S275 JR	
Módulo de Elasticidad (E)	210.000 (N/mm ²)
Módulo de Rigidez (G)	81.000 (N/mm ²)
Coefficiente de dilatación térmica (α)	$1,2 \cdot 10^{-5} (^{\circ}\text{C})^{-1}$
Tensión del límite elástico (f_y)	Para espesor < 16mm 275 (N/mm ²)
	Para espesor > 16mm 265 (N/mm ²)
Tensión de rotura (f_u)	410 (N/mm ²)

Propiedades del acero S 275 JR.

8 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

La edificación está constituida por una estructura de hormigón armado de un solo nivel, realizada con pilares y vigas de hormigón armado, forjado de hormigón armado con placas alveolares y capa de compresión. La forma en planta de este forjado es rectangular de 50,0 metros por 24,0 metros. La altura de la estructura de hormigón es de 4,3 metros. En su interior hay un patio de 11,9 metros por 38,1 metros. Sobre el contorno de este hueco se ubica una estructura metálica que cubre parcialmente la superficie del patio, su altura máxima es de 6,9 metros.

Todo este conjunto estructural se sustenta sobre una cimentación de zapatas aisladas centradas, unidas entre si mediante vigas de atado.

En apartados sucesivos se describen las diferentes partes de la estructura, las hipótesis y planteamientos de cálculo. A partir de estos datos se efectúan los

cálculos mediante el uso de programas informáticos, CYPECAD para las estructuras de hormigón y CYPE 3D para la parte metálica.

Los resultados justificativos se encuentran en el *ANEXO I: Cálculo Estructural y cimentación*.

8.1 Cimentación.

La cimentación está constituida por zapatas rectangulares unidas mediante vigas de atado. Se empleará hormigón armado HA-30/B/20/IIIa y acero corrugado B 500 S. Se ejecutan sobre una capa de 10cm de hormigón de limpieza HL-150/B/20. Se advierte de la necesidad de disponer de una protección adicional en la parte lateral y superior de zapatas y vigas de atado para garantizar el adecuado recubrimiento de las armaduras. No aceptándose el contacto directo de estos elementos con el terreno. La distribución de los elementos de la cimentación puede verse en el plano *C.1.PLANTA CIMENTACIÓN*.

Para consultar los resultados ver *Anexo I: Cálculo Estructural y cimentación*

Se cuenta con un total de 35 zapatas divididas en tres tipos, especificadas en el plano *C.2 ZAPATAS* en cada una se apoyará un único pilar.

Se dispone entre las zapatas descritas anteriormente un total de 63 vigas de atado especificadas en el plano *C.3 VIGAS DE ATADO*.

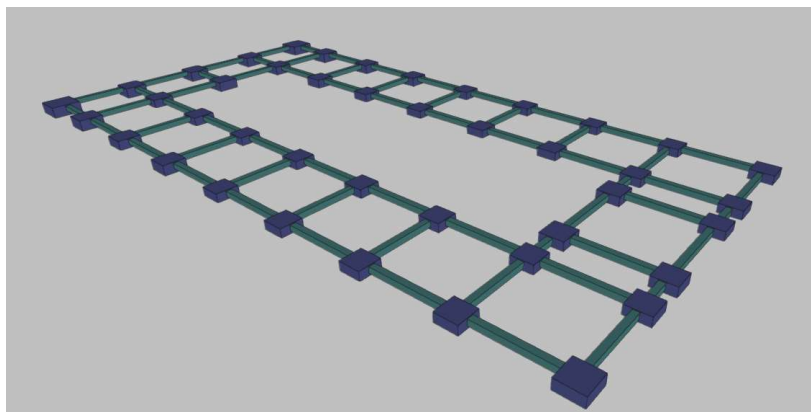


Figura 2. Zapatas y vigas de atado. Fuente: CYPECAD.

8.2 Estructura de Hormigón armado

Estará constituida mediante pilares y vigas de hormigón armado realizadas en obra. Las vigas serán del tipo T invertida, estas se ejecutarán en dos fases. Se ha elegido esta geometría para facilitar el apoyo de las placas alveolares de (20+5) que constituirán el forjado. Estas tienen un vano que van de eje a eje de la viga, rematando el conjunto forjado-viga mediante una capa de compresión de 5 cm. Se

dispone una malla en esta capa que evita la retracción del hormigón dispuesta por redondos de diámetro 5 mm cada 25 cm en ambas direcciones. La cuantía de esta armadura es superior a la cuantía mínima exigida en la tabla 42.3.5 de la EHE-08 para un forjado unidireccional usando acero B 500 S, en la cual se recomienda 1,1 por mil en la armadura perpendicular y 0,6 por mil en la armadura longitudinal.

En la parte superior del forjado, en concreto, en las proximidades de los apoyos, se pueden producir momentos flectores negativos. Por ello es necesario disponer de una armadura de refuerzo de negativos. En el plano HA.1 *FORJADO PLANTA CUBIERTA DE HORMIGÓN ARMADO* se muestra la distribución de las mismas.

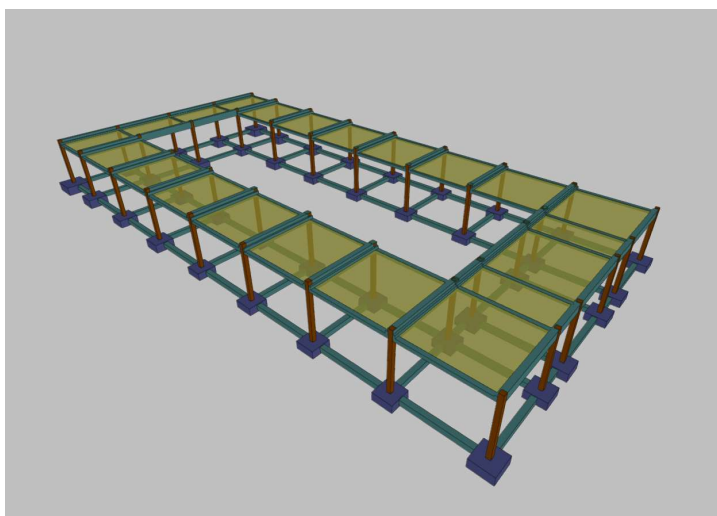


Figura 3. Vista 3D de la parte inferior de la estructura de Hormigón Armado. Fuente: CYPECAD

Para el forjado se ha seleccionado una losa alveolar de 20+5. Este es un elemento pretensado, es decir, se encuentra sometido a compresión previa a la carga. Una vez colocada en obra y sometida a cargas, se generan unos momentos flectores positivos lo que ocasiona una descompresión del nervio inferior en el centro del vano. En el caso particular de esta obra y debido a las condiciones de alta salinidad se selecciona el tipo de placa alveolar de manera que no se alcanza el momento de descompresión en el extremo inferior de la losa en la situación de flexión más desfavorable. Es decir, el momento máximo positivo resulta menor que el momento de descompresión consultado en la ficha técnica del fabricante. Este tipo de elementos permite una mejor protección frente a la corrosión de las armaduras, reduciendo la formación de fisuras y por tanto disminuyendo la posibilidad de penetración de humedad con presencia de cloruros que pueda alcanzar la armadura. Factor especialmente importante teniendo en cuenta el tipo de ambiente que se presenta.

8.3 Estructura metálica

La estructura metálica está constituida por 7 pórticos frontales separados entre sí 6,40 m. Se trata de pórticos rígidos constituidos por perfiles laminados en frío HEA de sección constante.

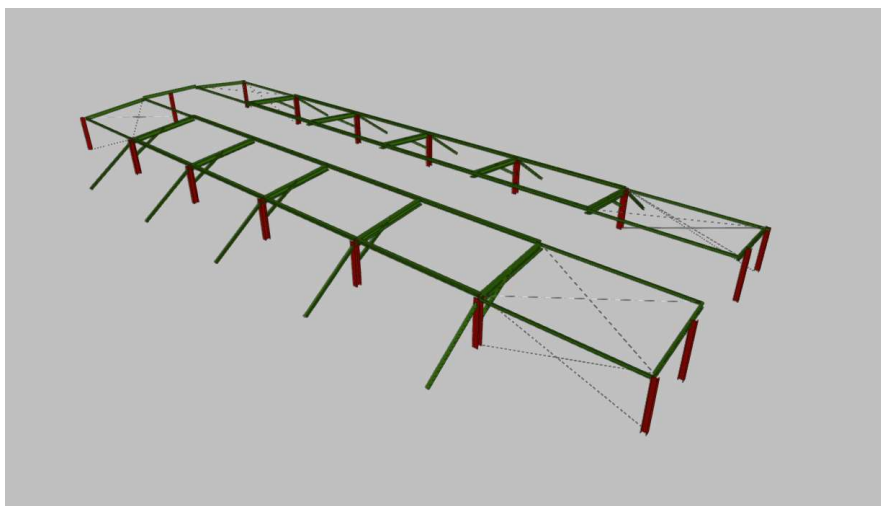


Figura 4. Estructura metálica. Fuente: CYPE 3D.

Para realizar el arriostramiento de la estructura se utilizan cruces de San Andrés en el primer y último vano. Para ello, se emplearán tirantes redondos de 10mm diámetro de acero S 275 JR.

Se colocarán correas IPE 120 de acero S275 en los faldones de cubierta e IPE 140 del mismo material en la fachada. Su longitud es la correspondiente a cada vano y están separadas 1.2 metros entre sí, distribuyéndose por la fachada de manera vertical y en los faldones de la cubierta. Según lo descrito en el *Anexo I: Cálculo Estructural y cimentación*.

Se han utilizado cuatro tipos de placas de anclaje:

- Para los pilares de los lados longitudinales placas de 450mmx450mmx14mm. Ubicadas encima de los pilares de hormigón.
- El único pilar central ubicado en el último pórtico tiene una placa de 400mmx300x20mm.
- Los otros dos pilares centrales del primer pórtico tienen una placa de 400mmx300mmx25mm.
- El último tipo de placa recibe a la barra diagonal que cae sobre el forjado de 350mmx350mmx14mm.

Para el cerramiento de cubierta ligera se ha optado por paneles de 5cm de espesor. Estos reposan sobre los faldones de la estructura y de manera vertical sobre las correas de fachada. Dejando la estructura ciega por todas las fachadas de la cubierta.

Se adjunta en el presente documento un anexo de estimación de costes denominado *ANEXO II: Estimación de costes* en el cuál, se evalúa en líneas generales los precios aproximados de la obra.

9 ACCIONES

9.1 Acciones en la estructura metálica

Las cargas consideradas para la estructura metálica son las enumeradas en los siguientes apartados

9.1.1 Acciones permanentes.

- El peso propio de los perfiles de acuerdo con los prontuarios. El programa de cálculo utilizado (CYPE 3D) introduce por defecto esta carga.
- Las cargas muertas vienen dadas por el cerramiento de la cubierta con paneles y el peso de las correas. Para los paneles se supone un espesor de 5,00 centímetros cuyo peso asciende a 11 kg/m^2 . Para las correas se ha utilizado un perfil IPE 120 con un peso de $10,4 \text{ kg/m}$, teniendo en cuenta que la separación entre correas es de 1,20 metros, la carga total de cargas muertas por unidad de superficie asciende a 2 kN/m^2 .

9.1.2 Acciones variables.

- Se considera una sobrecarga de uso de $0,40 \text{ kN/m}^2$. Según la Tabla 3.1 (Valores Característicos de sobrecarga de uso) del DB-SE-AE. Este caso es una cubierta accesible únicamente para conservación, en concreto, una cubierta ligera (sin forjado).
- En cuanto a la nieve, se supone una carga de $0,20 \text{ kN/m}^2$, no obstante, estas son cargas no concomitantes.
- Para estimar el valor de la acción del viento se recurre al CTE-SE-AE apartado 3.3 y al Anejo D.

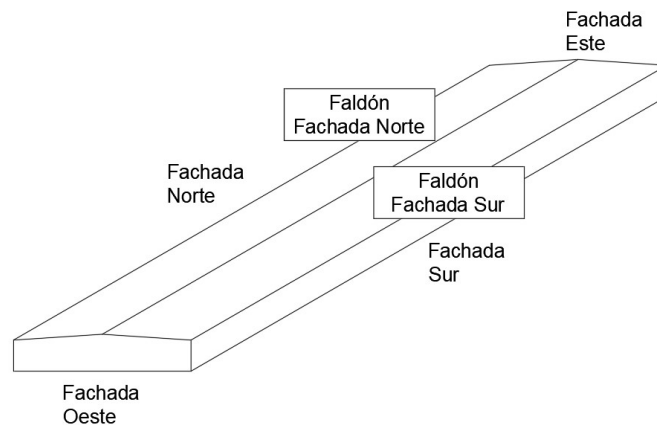
La acción del viento se entiende como una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática (q_e). Esta depende de la presión dinámica del viento (q_b), el coeficiente de exposición (c_e) y el coeficiente eólico o también llamado coeficiente de presión (c_p).

La presión dinámica (q_b) depende de la zona del territorio español referido. En este caso, Canarias se corresponde con la zona C, por lo tanto, la presión dinámica es de $0,52 \text{ kN/m}^2$

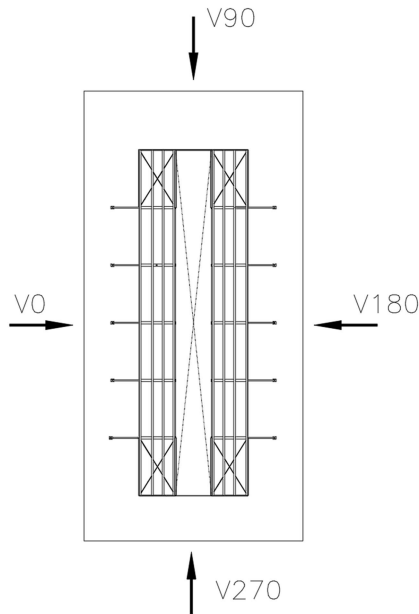
El coeficiente de exposición (c_e) varía con la altura del punto considerado y depende del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Teniendo en cuenta que se trata de un grado de aspereza tipo I (Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5km de longitud) y que la altura del punto considerado es de 6,90 m, se obtiene interpolando un valor para c_e de 2,79.

El coeficiente eólico o de presión (c_p) depende de la forma y orientación de la superficie respecto al viento. Por ello, para este cálculo es necesario definir un coeficiente de presión para cada superficie de la estructura.

Se va a aproximar la forma de la estructura a una nave a dos aguas con el fin de facilitar los cálculos.



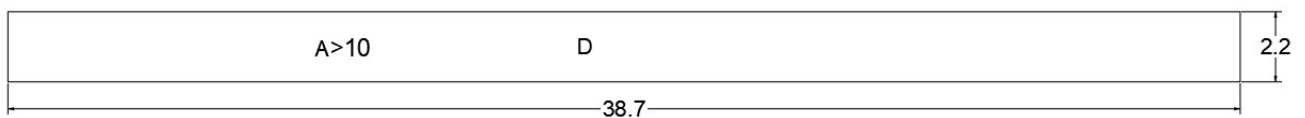
Para desarrollar este cálculo se va a considerar cuatro direcciones posibles para el viento. Viento a 0° , Viento a 180° , Viento a 270° y Viento a 360° . Es por ello, necesario establecer cuatro hipótesis para la dirección del viento.



Se procede a explicar a el coeficiente de presión para cada superficie de la estructura metálica en función a la hipótesis a la que pertenece. Posteriormente se introduce en el programa de cálculo (CYPE 3D) estos valores a través de paños sobre cada superficie.

Hipótesis 1: Se considera el viento en la dirección V0:

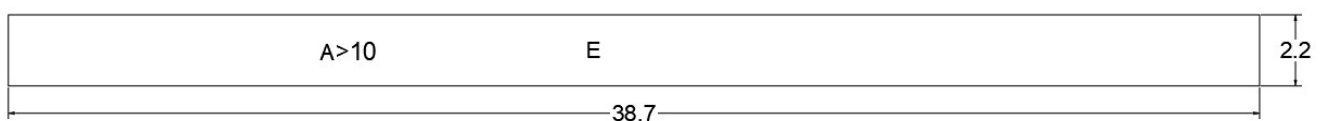
Fachada Norte:



$C_{pD}=0,7$

$Q_e \text{ fachada norte} = 1,02 \text{ kN/m}^2$

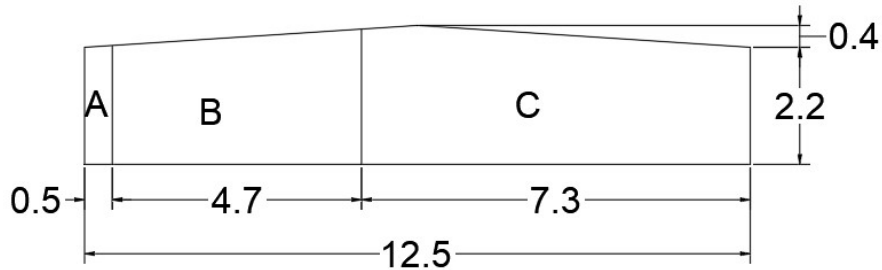
Fachada Sur:



$C_{pE} = -0,3$

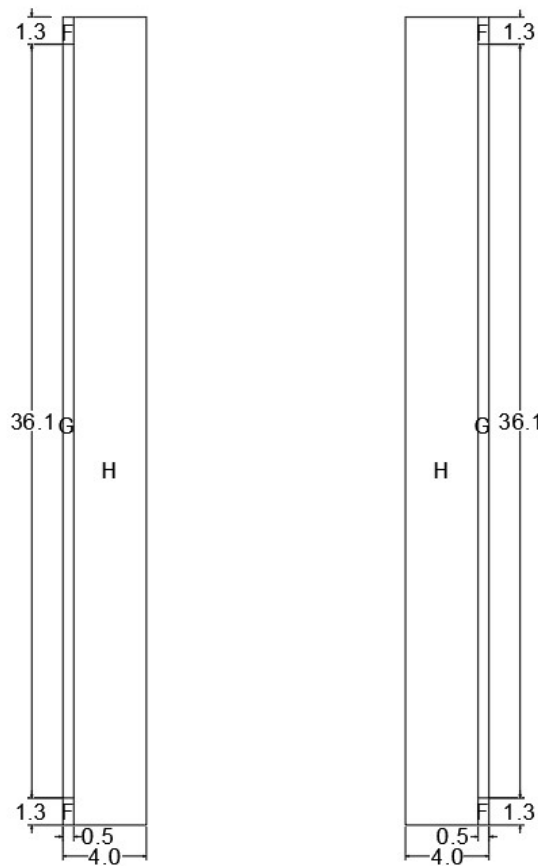
$q_{e \text{ fachada sur}} = -0,44 \text{ kN/m}^2$

Fachada Este y Fachada Oeste:



	A A < 1 m ²	B A > 10 m ²	C A = 0 m ²
C _p	-1,4	-0,8	0,0
q _e (kN/ m ²)	-2,0	-1,2	0,0

Faldón Fachada Este y Faldón Fachada Oeste:

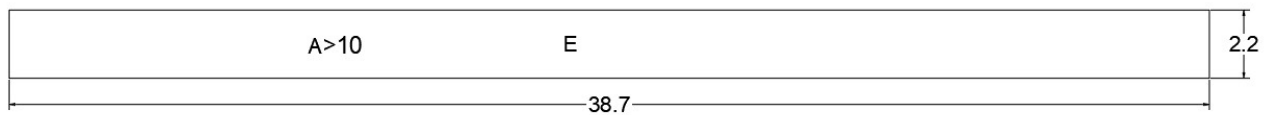


A la izquierda el Faldón fachada Oeste y a la derecha el Faldón fachada Este

	Faldón Fachada Oeste			Faldón Fachada Este		
	F A<1 m ²	G A>10 m ²	H A=0 m ²	I A<1 m ²	G A>10 m ²	H A=0 m ²
Cp	-2,5	-1,2	-0,6	-2,5	-1,3	-0,8
q _e (kN/ m ²)	-3,6	-1,7	-0,9	-3,6	-1,9	-1,2

Hipótesis 2: Se considera el viento en la dirección V180:

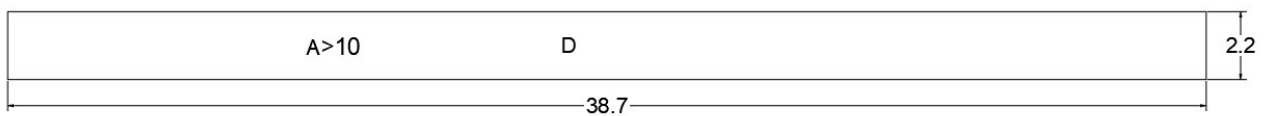
Fachada Norte:



$$C_{pE} = -0,3$$

$$q_e \text{ fachada norte} = -0,44 \text{ kN/m}^2$$

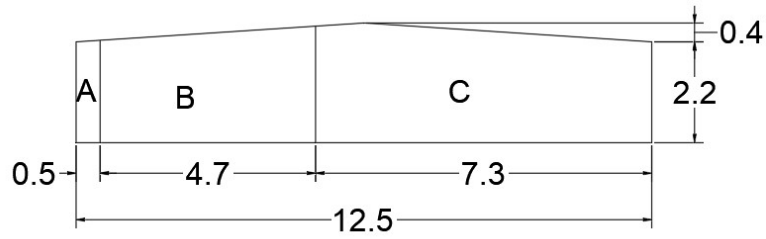
Fachada Sur:



$$C_{pD} = 0,7$$

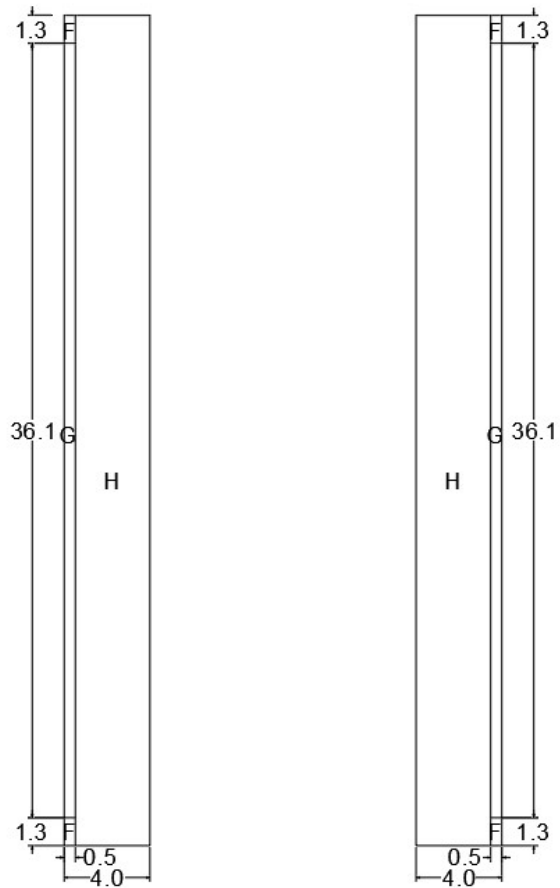
$$q_e \text{ fachada sur} = 1,02 \text{ kN/m}^2$$

Fachada Este y Fachada Oeste:



	A A < 1 m ²	B A > 10 m ²	C A = 0 m ²
C _p	-1,4	-0,8	0,0
q _e (kN/ m ²)	-2,0	-1,2	0,0

Faldón Fachada Este y Faldón Fachada Oeste:



A la izquierda el Faldón fachada Oeste y a la derecha el Faldón fachada Este

	Faldón Fachada Oeste			Faldón Fachada Este		
	F A < 1 m ²	G A > 10 m ²	H A = 0 m ²	I A < 1 m ²	G A > 10 m ²	H A = 0 m ²
C _p	-2,5	-1,3	-0,8	-2,5	-1,2	-0,6
q _e (kN/ m ²)	-3,6	-1,9	-1,2	-3,6	-1,7	-0,9

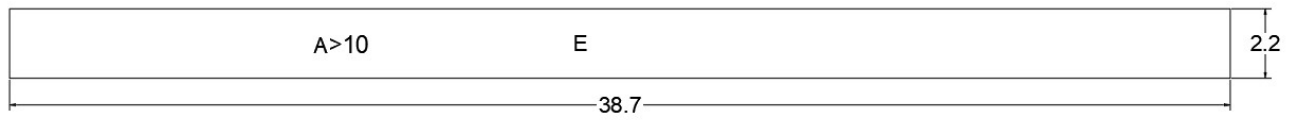
Hipótesis 3: Se considera el viento en la dirección V270:

Fachada Norte y Fachada Sur:



	A A<1 m ²	B A>10 m ²	C A=0 m ²
C _p	-1,3	-0,8	0,0
q _e (kN/ m ²)	-1,9	-1,2	0,0

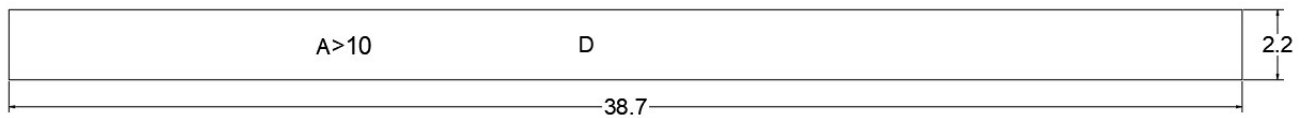
Fachada Este:



$C_{pE} = -0,3$

$q_e \text{ fachada este} = -0,44 \text{ kN/m}^2$

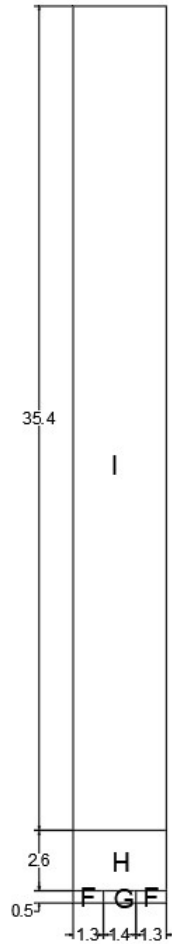
Fachada Oeste:



$C_{pD} = 0,7$

$q_e \text{ fachada oeste} = 1,02 \text{ kN/m}^2$

Faldón Fachada Norte y Faldón Fachada Sur:



Geometría Facha Norte y Sur

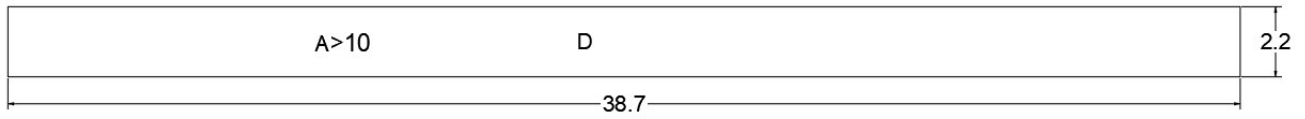
	Faldón Fachada Norte y Faldón Fachada Sur			
	F A<1 m ²	G A<1 m ²	H A>10 m ²	I A>10 m ²
Cp	-2,6	-2,0	-0,6	-0,5
q _e (kN/ m ²)	-3,8	-2,9	-0,9	-0,7

Hipótesis 4: Se considera el viento en la dirección V90:

Fachada Norte y Fachada Sur:

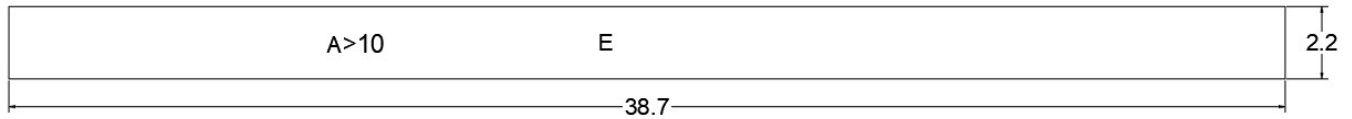


	A A<1 m ²	B A>10 m ²	C A=0 m ²
Cp	-1,3	-0,8	0,0
q _e (kN/ m ²)	-1,9	-1,2	0,0

Fachada Este:

$$C_{pD}=0,7$$

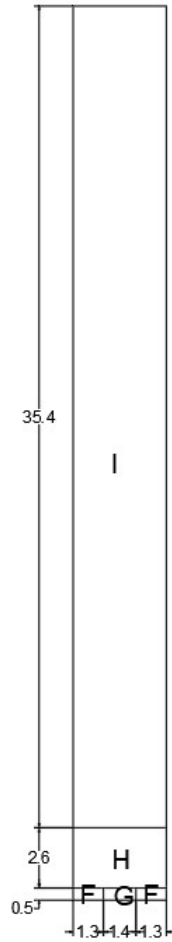
$$q_e \text{ fachada oeste} = 1,02 \text{ kN/m}^2$$

Fachada Oeste:

$$C_{pE}=-0,3$$

$$q_e \text{ fachada este} = -0,44 \text{ kN/m}^2$$

Faldón Fachada Norte y Faldón Fachada Sur:



Geometría Facha Norte y Sur

	Área			
	Faldón Fachada Norte y Faldón Fachada Sur			
	F A < 1 m ²	G A < 1 m ²	H A > 10 m ²	I A > 10 m ²
Cp	-2,4	-1,9	-0,6	-0,5
qe (kN/ m²)	-3,5	-2,8	-0,9	-0,7

Se tiene en cuenta un coeficiente de Presión Interior para todas las hipótesis teniendo en cuenta que la esbeltez en el plano paralelo al pórtico < 1.

El coeficiente de presión interior $c_{pi} = -0,5$

$q_i = -0,73 \text{ kN/m}^2$

9.2 Acciones en la estructura de hormigón armado.

Las cargas consideradas para la estructura de hormigón son las enumeradas en los siguientes apartados

9.2.1 Acciones permanentes.

- Peso propio del forjado es de $4,32 \text{ kN/m}^2$ debido a la carga de las placas alveolares según la información aportada por el fabricante.
- Cargas muertas de $3,00 \text{ kN/m}^2$ desglosadas en las siguientes capas:

Elementos	Densidad (kg/m ³)	Espesor medio (cm)	Peso (kg/m ²)
Grava (Picón)	2.200	5,0	110,00
Mortero de Protección	2.300	3,0	60,00
Telas asfálticas	700	1,0	7,00
Mortero de nivelación	2.000	3,0	60,00
Atezado Ligero	600	13,0	60,00
Geotextil	75	0,2	0,15
Poliestireno Extruido	40	5,0	2,00

9.2.2 Acciones variables.

- Sobrecarga de uso: Según la tabla 3.1 del Documento Básico SE-AE para una categoría de uso G1 (Cubierta accesible únicamente para conservación con una cubierta cuya pendiente es inferior a 20°) la carga uniforme considerada es de 1 kN/m^2 .
- La carga de viento en este caso resulta más sencilla de obtener ya que para este tipo de estructuras, las cargas de viento suelen ser despreciables, por lo tanto, se da por satisfactoria la propuesta que da el programa de cálculo utilizado (CYPECAD). Este calcula la estructura aplicando el Documento Básico SE-AE y para estimar la carga de viento sólo es necesario introducir la

zona eólica C (Canarias) y el Grado de aspereza tipo I (Borde del mar o de un lago). Las cargas de viento aplicadas se reflejan en la siguiente tabla.

Cargas de viento (t)

Planta	Viento +X	Viento -X	Viento +Y	Viento -Y
Forjado 1	3.701	-3.701	7.614	-7.614

- Sobrecarga de nieve de 0,2 kN/m².

9.3 Acciones sísmicas.

- Se ha considerado la acción sísmica únicamente en la estructura de hormigón armado. En la cubierta de uso sólo para mantenimiento no se ha considerado.

10 COMBINACIÓN DE ACCIONES CONSIDERADAS

10.1 Hormigón armado

Hipótesis y combinaciones. De acuerdo con las acciones determinadas en función de su origen, y teniendo en cuenta tanto si el efecto de las mismas es favorable o desfavorable, así como los coeficientes de ponderación se realizará el cálculo de las combinaciones posibles del modo siguiente:

- **E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08/CTE**
 - **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.50	1.00	0.50
Sismo (A)				

- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08/CTE**

- **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.60	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				

10.2 Acero Laminado

- **E.L.U. de rotura. Acero laminado: CTE DB-SE A**

- **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	0.80	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.50	1.00	0.50
Sismo (A)				

11 MODELO DE CÁLCULO

11.1 Estructura metálica

Inicialmente se propuso un diseño estructural en la parte metálica diferente al reflejado en este documento, este no constaba de las vigas diagonales que reposan sobre el forjado de hormigón, es decir, la estructura estaba formada por los pilares metálicos y el volado como muestra la *figura 5*.

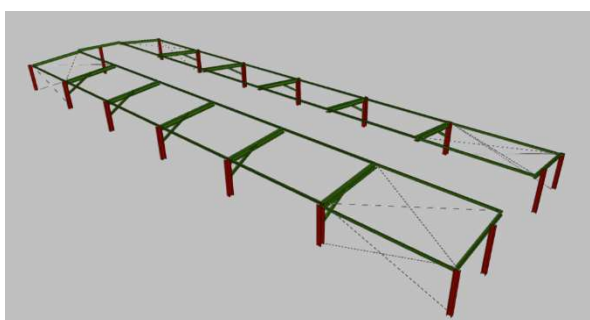


Figura 5. Diseño inicial.

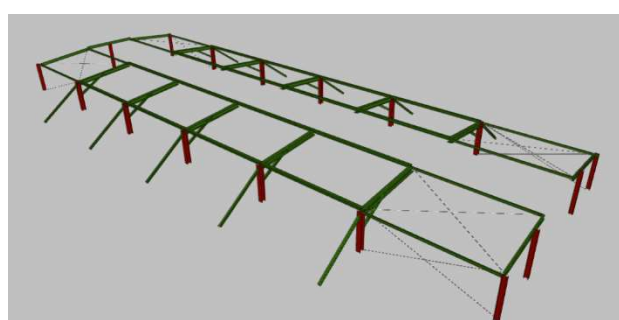


Figura 3. Diseño final.

No obstante, las deformaciones obtenidas con este diseño eran superiores a las permitidas por el Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 4.3.3.1 referido a la aptitud de servicio, en este, se especifica que la flecha debe ser menor a $L/300$. Por ello, para cumplir con esta condición se optó por triangular parcialmente la estructura para reducir considerablemente esas deformaciones como muestra el diseño definitivo elegido. Además, se obtuvieron perfiles de menor sección.

Para desarrollar el cálculo de la parte metálica se establece qué tipo de apoyo presenta cada unión. Se consideran articulados todos los apoyos de las barras diagonales apoyadas sobre el forjado. De igual manera, se consideran los pilares, a excepción de los resaltados en la *figura 6*. Esto es así porque se trata de una estructura intraslacional debidamente arriostrada.

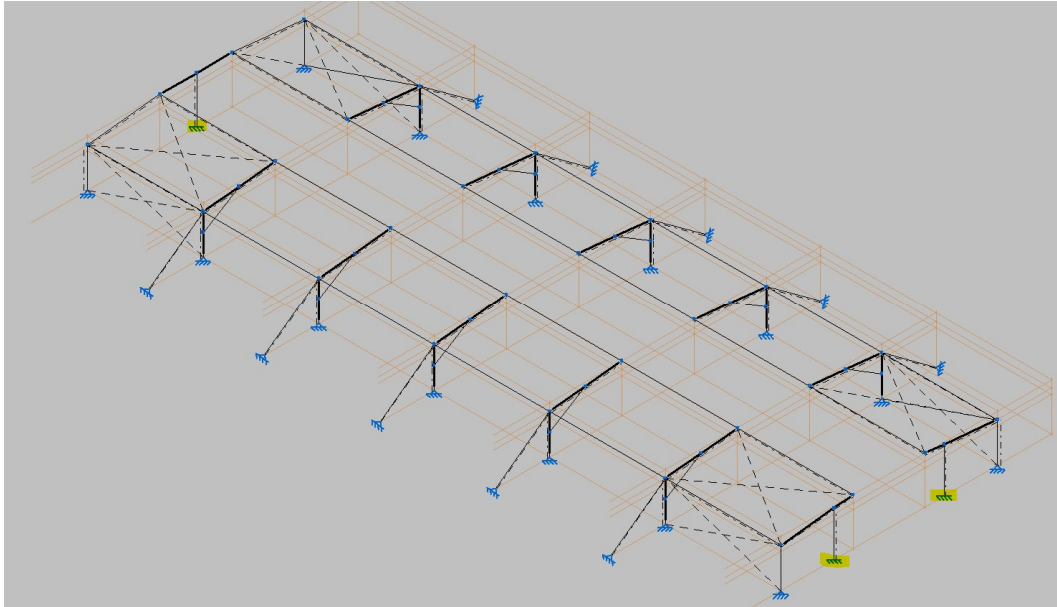


Figura 6. Tipos de apoyos.

Se establecieron los coeficientes de pandeo para todos los perfiles de la estructura. Se ha dividido en los siguientes grupos:

- La barra diagonal apoyada sobre el forjado de hormigón tiene un coeficiente de pandeo de 1 en ambas direcciones por tratarse de un apoyo articulado-articulado.

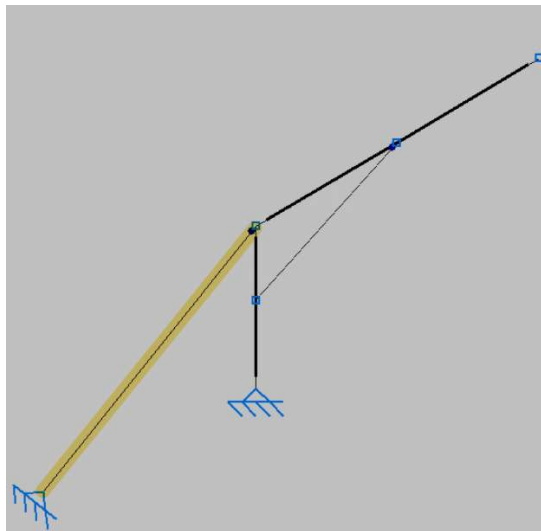


Figura 7. Barra diagonal apoyada sobre el forjado

- Para la barra diagonal ubicada entre el volado y el pilar, sucede lo mismo que con la anterior, el coeficiente es 1 en ambas direcciones por tratarse de un apoyo articulado-articulado.

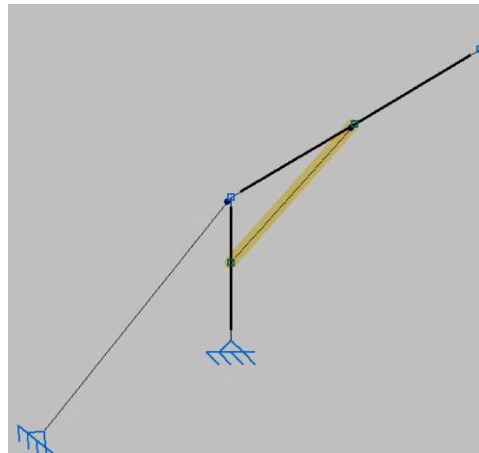


Figura 8. Barra diagonal entre el pilar y viga en volado.

- La viga trabaja en voladizo y se pueden diferenciar dos tramos. El primero va desde el pilar hasta el encuentro con la barra diagonal y el segundo se encuentra totalmente en volado. El primer tramo de la viga se podría considerar como empotrado-empotrado en el plano paralelo al pórtico, no obstante, teniendo en cuenta que el empotramiento no es perfecto, se supondrá como articulado-articulado estando así del lado de la seguridad. El coeficiente de pandeo es de 1. En el otro plano se eligió el coeficiente a partir de la separación entre correas, para este caso, se establece cada 1,2 metros. El segundo tramo trabaja como un volado y tiene un coeficiente 2 en el plano paralelo al pórtico y para el otro plano, se fija el coeficiente a partir de la separación entre correas, en este caso cada 1,2 metros.

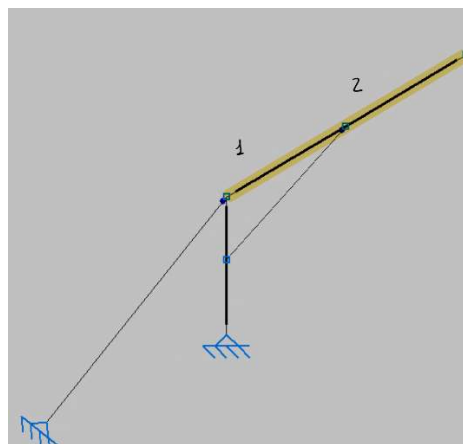


Figura 9. Los dos tramos considerados de la viga.

Coeficientes de pandeo		
Pilar	Plano paralelo al Pórtico	Plano perpendicular al pórtico
Tramo 1	1	En función a la distancia entre correas (1,2m)
Tramo 2	2	En función a la distancia entre correas (1,2m)

Cuadro resumen de los coeficientes de pandeo de la viga.

- Para el pilar se considera un coeficiente de pandeo en el plano paralelo al pórtico de 1, al tratarse como un apoyo biarticulado. En el plano perpendicular se considera el coeficiente a partir de la separación entre correas, en este caso de 1 metro.

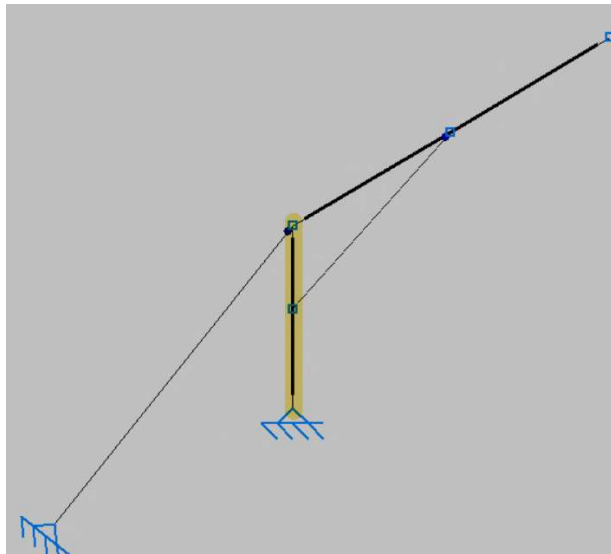


Figura 10. Pilar.

11.2 Hormigón Armado

En cuanto al forjado se opta por la utilización de placas alveolares pretensadas por los diferentes motivos que se enumeran a continuación:

- Las losas alveolares son elementos prefabricados que se llevan a la obra fabricados facilitando su colocación en obra. Por lo tanto, se destaca la rapidez de la ejecución.
- Cabe destacar la eliminación de los puntales para el forjado como requeriría un forjado elaborado "in situ". Únicamente se requiere apuntalar las vigas con un apuntalamiento reforzado. Esto permite que la obra se mantenga mucho más diáfana durante su ejecución.
- La calidad del hormigón y de su proceso de fabricación resulta de mayor calidad al realizarse bajo la supervisión de una fábrica frente a otros forjados hechos en obra.
- De acuerdo con lo mencionado en el apartado de materiales y durabilidad, este tipo de forjados presenta mayor durabilidad porque el hormigón siempre estará trabajando a compresión.

Todos estos factores compensan posibles sobrecostos frente a la elección de otro tipo de forjados de ejecución "in situ".

12 CONCLUSIÓN Y RESUMEN

La estructura descrita a lo largo del presente trabajo se destina a una edificación de una única planta. El volumen inferior es de hormigón armado dispuesto con vigas de cuelgue de hormigón armado, al igual que los pilares previstos del mismo material. Se seleccionan estas vigas para garantizar una baja deformación debido a la gran inercia que ofrece esta tipología. El forjado se compone de placas alveolares de 20 centímetros de canto y 5 centímetros de capa de compresión.

En la parte superior de este volumen se ubica la estructura metálica a modo de cubierta. Los perfiles metálicos expuestos a la intemperie reciben una preparación y tratamiento superficial adecuado para un ambiente agresivo con riesgo de corrosión. Por ello, también se han seleccionado paneles para la cobertura de la cubierta con recubrimientos especiales para este tipo de ambientes.

El diseño de esta estructura se basa en la filosofía típica del “Patio Canario”, es decir, adopta la distribución tradicional permitiendo un ambiente interior confortable evitando las inclemencias del tiempo como el viento.

Por todo lo descrito, se espera que este documento aportado sea suficiente para poder justificar el diseño y cálculo de esta estructura teniendo en cuenta que se cumple con toda la normativa nombrada en el presente trabajo.

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Grado en Ingeniería Mecánica

TRABAJO FIN DE GRADO

**DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO**

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

Autor:

Elena Pérez Alonso

Profesores:

Claudio Briones Barrera
Felipe Santiago Alcover Brito





ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 CIMENTACIÓN	1
1.2 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	1
1.3 ESTRUCTURA METÁLICA	2
2. LISTADOS DE RESULTADOS	
1. RESUMEN DE RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L.U PARA VIGAS Y PILARES DE HORMIGÓN ARMADO	
2. RESUMEN DE RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L.U PARA VIGAS Y PILARES DE HORMIGÓN ARMADO	
3. RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L.U Y E.L.S PARA VIGA TIPO (PÓRTICO 10) DE HORMIGÓN ARMADO:	
4. ENVOLVENTE DE ESFUERZOS DE PÓRTICO 7 Y PÓRTICO 4 (PÓRTICOS TIPO):	
5. CUANTÍAS DE OBRA:	
6 ESTRUCTURA METÁLICA:	
6.1 PÓRTICO 1 (INICIAL)	
6.2 PÓRTICO 2 (PÓRTICO TIPO INTERIOR)	
6.2 PÓRTICO 3 (ÚLTIMO)	
6.3 PLACA DE ANCLAJE TIPO 1	
6.4 PLACA DE ANCLAJE TIPO 2	
6.5 PLACA DE ANCLAJE TIPO 3	
6.6 PLACA DE ANCLAJE TIPO 4	
6.7 UNIÓN VIGA-PILAR TIPO (PÓRTICO TIPO INTERIOR)	

1. INTRODUCCIÓN

Como se mencionó en la memoria descriptiva, la edificación que nos ocupa, se proyecta ejecutar mediante estructura de hormigón armado con cerramiento de bloque hueco. En la parte central, se ubicará un patio cerrado parcialmente por una cubierta ligera no transitable sustentada sobre una estructura metálica. Se ha empleado el programa CYPE 2021 para el cálculo de la estructura metálica, en concreto el módulo de CYPE 3D. Para la estructura de hormigón armado, se optó por CYPECAD. De esta manera se pudo integrar la estructura metálica y realizar los cálculos como una unidad.

1.1 CIMENTACIÓN

La cimentación está constituida por zapatas centradas rectangulares unidas mediante vigas de atado, se cuenta con un total de 35 zapatas divididas en tres tipos, especificadas en el plano C.2 ZAPATAS. Para el cálculo se consideró una tensión admisible del terreno de 0,2 MPa o su equivalente de 2 Kg/cm².

1.2 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

Estará constituida mediante pilares y vigas de hormigón armado realizadas en obra. Las vigas serán del tipo T invertida y un forjado de las placas alveolares de (20+5).

Las cargas consideradas sobre el forjado de hormigón son:

- Peso propio del forjado es de 4,32 kN/m² debido a la carga de las placas alveolares según la información aportada por el fabricante.
- Cargas muertas de 3,00 kN/m² para un atezado de 15cm en cubierta mediante el empleo de árido ligero (picón) y agua-cemento.
- Sobrecarga de uso: Según la tabla 3.1 del Documento Básico SE-AE para una categoría de uso G1 (Cubierta accesible únicamente para conservación con una cubierta cuya pendiente es inferior a 20°) la carga uniforme considerada es de 1 kN/m².
- La carga de viento en este caso resulta más sencilla de obtener ya que para este tipo de estructuras, las cargas de viento suelen ser despreciables, por lo tanto, se da por satisfactoria la propuesta que da el programa de cálculo utilizado (CYPECAD). Este calcula la estructura aplicando el Documento Básico SE-AE y para estimar la carga de viento sólo es necesario introducir la zona eólica C (Canarias) y el Grado de

aspereza tipo I (Borde del mar o de un lago). Las cargas de viento aplicadas se reflejan en la siguiente tabla.

1.3 ESTRUCTURA METÁLICA

La estructura metálica está constituida por 7 pórticos separados entre sí 6,40 m. Se trata de pórticos rígidos constituidos por perfiles laminados en frío HEA de sección constante.

Las cargas consideradas para el cálculo fueron:

- El peso propio de los perfiles de acuerdo con los prontuarios. El programa de cálculo utilizado (CYPE 3D) introduce por defecto esta carga.
- Las cargas muertas vienen dadas por el cerramiento de la cubierta con paneles y el peso de las correas. Para los paneles se supone un espesor de 5,00 centímetros cuyo peso asciende a 11 kg/m². Para las correas se ha utilizado un perfil IPE 120 con un peso de 10,4 kg/m, teniendo en cuenta que la separación entre correas es de 1,20 metros, la carga total de cargas muertas por unidad de superficie asciende a 2kN/m².
- Se considera una sobrecarga de uso de 0,40 kN/m². Según la Tabla 3.1 (Valores Característicos de sobrecarga de uso) del DB-SE-AE. Este caso es una cubierta accesible únicamente para conservación, en concreto, una cubierta ligera (sin forjado). Para la nieve se supone una carga de 0,2 kN/m², no obstante, estas son cargas no concomitantes.
- Para estimar el valor de la acción del viento se recurre al CTE-SE-AE apartado 3.3 y al Anejo D.

A continuación se adjunta los listados con los resultados obtenidos mediante el CYPE 2021.



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

1. LISTADO DE CIMENTACIÓN



ÍNDICE

1. LISTADO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN.....	2
1.1. Descripción.....	2
1.2. Medición.....	2
2. LISTADO DE VIGAS DE ATADO.....	4
2.1. Descripción.....	4
2.2. Medición.....	8



1. LISTADO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

1.1. Descripción

Referencias	Geometría	Armado
P1, P6	Zapata cuadrada Anchura: 170 cm Canto: 85 cm No se considera la interacción terreno-estructura	Sup X: 6Ø16c/26 Sup Y: 6Ø16c/26 Inf X: 6Ø16c/26 Inf Y: 6Ø16c/26
P2, P4, P5, P7, P10, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P35, P37, P39, P40, P41	Zapata cuadrada Anchura: 170 cm Canto: 85 cm No se considera la interacción terreno-estructura	Sup X: 6Ø16c/26 Sup Y: 6Ø16c/26 Inf X: 6Ø16c/26 Inf Y: 6Ø16c/26
P3, P9	Zapata cuadrada Anchura: 170 cm Canto: 85 cm No se considera la interacción terreno-estructura	Sup X: 6Ø16c/26 Sup Y: 6Ø16c/26 Inf X: 6Ø16c/26 Inf Y: 6Ø16c/26
P8, P11, P34, P36	Zapata cuadrada Anchura: 170 cm Canto: 85 cm No se considera la interacción terreno-estructura	Sup X: 6Ø16c/26 Sup Y: 6Ø16c/26 Inf X: 6Ø16c/26 Inf Y: 6Ø16c/26
P38, P42	Zapata cuadrada Anchura: 210 cm Canto: 85 cm No se considera la interacción terreno-estructura	Sup X: 8Ø16c/26 Sup Y: 8Ø16c/26 Inf X: 8Ø16c/26 Inf Y: 8Ø16c/26

1.2. Medición

Referencias: P1 y P6		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x2.18		8.72
	Peso (kg)		4x3.44		13.76
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x1.02			3.06
	Peso (kg)	3x0.23			0.68
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x2.50	10.00
	Peso (kg)			4x6.17	24.66
Totales	Longitud (m)	3.06	56.96	10.00	115.24
	Peso (kg)	0.68	89.90	24.66	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3.37	62.66	11.00	126.76
	Peso (kg)	0.75	98.89	27.12	



Listado de cimentación

Referencias: P2, P4, P5, P7, P10, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P35, P37, P39, P40 y P41		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x2.18		8.72
	Peso (kg)		4x3.44		13.76
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x1.02			3.06
	Peso (kg)	3x0.23			0.68
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x2.50	10.00
	Peso (kg)			4x6.17	24.66
Totales	Longitud (m)	3.06	56.96	10.00	
	Peso (kg)	0.68	89.90	24.66	115.24
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3.37	62.66	11.00	
	Peso (kg)	0.75	98.89	27.12	126.76

Referencias: P3 y P9		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x2.18		8.72
	Peso (kg)		4x3.44		13.76
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x1.02			3.06
	Peso (kg)	3x0.23			0.68
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x2.50	10.00
	Peso (kg)			4x6.17	24.66
Totales	Longitud (m)	3.06	56.96	10.00	
	Peso (kg)	0.68	89.90	24.66	115.24
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3.37	62.66	11.00	
	Peso (kg)	0.75	98.89	27.12	126.76

Referencias: P8, P11, P34 y P36		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		6x1.96		11.76
	Peso (kg)		6x3.09		18.56
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)		6x2.06		12.36
	Peso (kg)		6x3.25		19.51
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x2.18		8.72
	Peso (kg)		4x3.44		13.76
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x1.02			3.06
	Peso (kg)	3x0.23			0.68



Referencias: P8, P11, P34 y P36		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x2.50	10.00
	Peso (kg)			4x6.17	24.66
Totales	Longitud (m)	3.06	56.96	10.00	115.24
	Peso (kg)	0.68	89.90	24.66	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3.37	62.66	11.00	126.76
	Peso (kg)	0.75	98.89	27.12	

Referencias: P38 y P42		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		8x2.36		18.88
	Peso (kg)		8x3.72		29.80
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		8x2.36		18.88
	Peso (kg)		8x3.72		29.80
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)		8x2.46		19.68
	Peso (kg)		8x3.88		31.06
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)		8x2.46		19.68
	Peso (kg)		8x3.88		31.06
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x2.18		8.72
	Peso (kg)		4x3.44		13.76
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x1.02			3.06
	Peso (kg)	3x0.23			0.68
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			4x2.50	10.00
	Peso (kg)			4x6.17	24.66
Totales	Longitud (m)	3.06	85.84	10.00	160.82
	Peso (kg)	0.68	135.48	24.66	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3.37	94.42	11.00	176.90
	Peso (kg)	0.75	149.03	27.12	

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)				Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø6	Ø16	Ø20	Total	HA-30, Yc=1.5	Limpieza	
Referencias: P1 y P6	2x0.75	2x98.89	2x27.12	253.52	2x2.46	2x0.29	2x5.46
Referencias: P2, P4, P5, P7, P10, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P35, P37, P39, P40 y P41	32x0.75	32x98.89	32x27.12	4056.32	32x2.46	32x0.29	32x5.30
Referencias: P3 y P9	2x0.75	2x98.89	2x27.12	253.52	2x2.46	2x0.29	2x5.30
Referencias: P8, P11, P34 y P36	4x0.75	4x98.89	4x27.12	507.04	4x2.46	4x0.29	4x5.14
Referencias: P38 y P42	2x0.75	2x149.03	2x27.12	353.80	2x3.75	2x0.44	2x6.82
Totales	31.50	4253.66	1139.04	5424.20	105.76	12.44	225.32

2. LISTADO DE VIGAS DE ATADO

2.1. Descripción

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P38 - P33]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P38 - P39]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P39 - P40]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25



Listado de cimentación

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P40 - P35]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P41 - P42]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P40 - P41]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P35 - P36]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P41 - P36]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P42 - P37]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P36 - P37]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P37 - P32]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P32 - P28]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P28 - P24]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P24 - P20]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P20 - P16]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P16 - P12]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P11 - P12]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P7 - P8]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P13 - P7]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P17 - P13]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P21 - P17]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25



Listado de cimentación

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P25 - P21]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P33 - P29]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P29 - P25]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P14 - P8]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P13 - P14]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P17 - P18]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P18 - P14]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P21 - P22]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P22 - P18]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P25 - P26]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P26 - P22]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P29 - P30]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P30 - P26]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P36 - P31]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P31 - P32]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P27 - P28]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P31 - P27]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P23 - P24]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25



Listado de cimentación

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P27 - P23]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P19 - P20]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P23 - P19]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P15 - P16]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P15 - P11]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P19 - P15]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P10 - P11]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P8 - P9]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P9 - P10]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P33 - P34]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P39 - P34]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P34 - P35]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P34 - P30]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P11 - P5]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P10 - P4]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P4 - P5]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P8 - P2]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P9 - P3]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25



Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P3 - P4]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P2 - P3]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P7 - P1]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P1 - P2]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P12 - P6]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25
[P5 - P6]	C.3.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/25

2.2. Medición

Referencia: [P38 - P33]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x5.38	10.76
	Peso (kg)		2x13.27	26.54
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x5.52	11.04
	Peso (kg)		2x13.61	27.23
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	20x1.41		28.20
	Peso (kg)	20x0.56		11.13
Totales	Longitud (m)	28.20	21.80	
	Peso (kg)	11.13	53.77	64.90
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	31.02	23.98	
	Peso (kg)	12.24	59.15	71.39

Referencia: [P38 - P39]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P39 - P40]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.58	13.16
	Peso (kg)		2x16.23	32.45
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.72	13.44
	Peso (kg)		2x16.57	33.15



Referencia: [P39 - P40]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	25x1.41		35.25
	Peso (kg)	25x0.56		13.91
Totales	Longitud (m)	35.25	26.60	
	Peso (kg)	13.91	65.60	79.51
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	38.78	29.26	
	Peso (kg)	15.30	72.16	87.46

Referencia: [P40 - P35]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x5.38	10.76
	Peso (kg)		2x13.27	26.54
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x5.52	11.04
	Peso (kg)		2x13.61	27.23
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	20x1.41		28.20
	Peso (kg)	20x0.56		11.13
Totales	Longitud (m)	28.20	21.80	
	Peso (kg)	11.13	53.77	64.90
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	31.02	23.98	
	Peso (kg)	12.24	59.15	71.39

Referencia: [P41 - P42]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P40 - P41]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.58	13.16
	Peso (kg)		2x16.23	32.45
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.72	13.44
	Peso (kg)		2x16.57	33.15
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	25x1.41		35.25
	Peso (kg)	25x0.56		13.91
Totales	Longitud (m)	35.25	26.60	
	Peso (kg)	13.91	65.60	79.51
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	38.78	29.26	
	Peso (kg)	15.30	72.16	87.46

Referencia: [P35 - P36]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.58	13.16
	Peso (kg)		2x16.23	32.45
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.72	13.44
	Peso (kg)		2x16.57	33.15



Referencia: [P35 - P36]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	25x1.41		35.25
	Peso (kg)	25x0.56		13.91
Totales	Longitud (m)	35.25	26.60	79.51
	Peso (kg)	13.91	65.60	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	38.78	29.26	87.46
	Peso (kg)	15.30	72.16	

Referencia: [P41 - P36]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x5.38	10.76
	Peso (kg)		2x13.27	26.54
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x5.52	11.04
	Peso (kg)		2x13.61	27.23
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	20x1.41		28.20
	Peso (kg)	20x0.56		11.13
Totales	Longitud (m)	28.20	21.80	64.90
	Peso (kg)	11.13	53.77	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	31.02	23.98	71.39
	Peso (kg)	12.24	59.15	

Referencia: [P42 - P37]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x5.38	10.76
	Peso (kg)		2x13.27	26.54
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x5.52	11.04
	Peso (kg)		2x13.61	27.23
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	20x1.41		28.20
	Peso (kg)	20x0.56		11.13
Totales	Longitud (m)	28.20	21.80	64.90
	Peso (kg)	11.13	53.77	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	31.02	23.98	71.39
	Peso (kg)	12.24	59.15	

Referencia: [P36 - P37]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	76.98
	Peso (kg)	13.35	63.63	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	84.68
	Peso (kg)	14.69	69.99	

Referencia: [P37 - P32]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62



Referencia: [P37 - P32]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P32 - P28]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P28 - P24]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P24 - P20]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P20 - P16]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62



Referencia: [P20 - P16]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	83.02
	Peso (kg)	14.47	68.55	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	91.32
	Peso (kg)	15.92	75.40	

Referencia: [P16 - P12]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	83.02
	Peso (kg)	14.47	68.55	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	91.32
	Peso (kg)	15.92	75.40	

Referencia: [P11 - P12]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	76.98
	Peso (kg)	13.35	63.63	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	84.68
	Peso (kg)	14.69	69.99	

Referencia: [P7 - P8]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	76.98
	Peso (kg)	13.35	63.63	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	84.68
	Peso (kg)	14.69	69.99	

Referencia: [P13 - P7]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62



Referencia: [P13 - P7]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P17 - P13]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P21 - P17]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P25 - P21]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P33 - P29]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62



Referencia: [P33 - P29]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P29 - P25]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P14 - P8]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P13 - P14]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P17 - P18]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16



Referencia: [P17 - P18]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P18 - P14]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P21 - P22]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P22 - P18]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P25 - P26]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16



Referencia: [P25 - P26]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P26 - P22]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P29 - P30]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P30 - P26]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P36 - P31]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62



Referencia: [P36 - P31]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	83.02
	Peso (kg)	14.47	68.55	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	91.32
	Peso (kg)	15.92	75.40	

Referencia: [P31 - P32]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	76.98
	Peso (kg)	13.35	63.63	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	84.68
	Peso (kg)	14.69	69.99	

Referencia: [P27 - P28]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	76.98
	Peso (kg)	13.35	63.63	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	84.68
	Peso (kg)	14.69	69.99	

Referencia: [P31 - P27]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	83.02
	Peso (kg)	14.47	68.55	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	91.32
	Peso (kg)	15.92	75.40	

Referencia: [P23 - P24]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16



Referencia: [P23 - P24]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P27 - P23]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P19 - P20]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P23 - P19]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P15 - P16]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16



Referencia: [P15 - P16]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	76.98
	Peso (kg)	13.35	63.63	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	84.68
	Peso (kg)	14.69	69.99	

Referencia: [P15 - P11]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	83.02
	Peso (kg)	14.47	68.55	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	91.32
	Peso (kg)	15.92	75.40	

Referencia: [P19 - P15]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	83.02
	Peso (kg)	14.47	68.55	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	91.32
	Peso (kg)	15.92	75.40	

Referencia: [P10 - P11]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x3.43	6.86
	Peso (kg)		2x8.46	16.92
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x3.57	7.14
	Peso (kg)		2x8.80	17.61
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	12x1.41		16.92
	Peso (kg)	12x0.56		6.68
Totales	Longitud (m)	16.92	14.00	41.21
	Peso (kg)	6.68	34.53	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	18.61	15.40	45.33
	Peso (kg)	7.35	37.98	

Referencia: [P8 - P9]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x3.43	6.86
	Peso (kg)		2x8.46	16.92



Listado de cimentación

Referencia: [P8 - P9]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x3.57	7.14
	Peso (kg)		2x8.80	17.61
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	12x1.41		16.92
	Peso (kg)	12x0.56		6.68
Totales	Longitud (m)	16.92	14.00	
	Peso (kg)	6.68	34.53	41.21
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	18.61	15.40	
	Peso (kg)	7.35	37.98	45.33

Referencia: [P9 - P10]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.78	13.56
	Peso (kg)		2x16.72	33.44
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.92	13.84
	Peso (kg)		2x17.07	34.13
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	25x1.41		35.25
	Peso (kg)	25x0.56		13.91
Totales	Longitud (m)	35.25	27.40	
	Peso (kg)	13.91	67.57	81.48
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	38.78	30.14	
	Peso (kg)	15.30	74.33	89.63

Referencia: [P33 - P34]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P39 - P34]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x5.38	10.76
	Peso (kg)		2x13.27	26.54
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x5.52	11.04
	Peso (kg)		2x13.61	27.23
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	20x1.41		28.20
	Peso (kg)	20x0.56		11.13
Totales	Longitud (m)	28.20	21.80	
	Peso (kg)	11.13	53.77	64.90
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	31.02	23.98	
	Peso (kg)	12.24	59.15	71.39



Referencia: [P34 - P35]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.58	13.16
	Peso (kg)		2x16.23	32.45
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.72	13.44
	Peso (kg)		2x16.57	33.15
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	25x1.41		35.25
	Peso (kg)	25x0.56		13.91
Totales	Longitud (m)	35.25	26.60	
	Peso (kg)	13.91	65.60	79.51
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	38.78	29.26	
	Peso (kg)	15.30	72.16	87.46

Referencia: [P34 - P30]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P11 - P5]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P10 - P4]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32



Listado de cimentación

Referencia: [P4 - P5]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x3.43	6.86
	Peso (kg)		2x8.46	16.92
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x3.57	7.14
	Peso (kg)		2x8.80	17.61
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	12x1.41		16.92
	Peso (kg)	12x0.56		6.68
Totales	Longitud (m)	16.92	14.00	
	Peso (kg)	6.68	34.53	41.21
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	18.61	15.40	
	Peso (kg)	7.35	37.98	45.33

Referencia: [P8 - P2]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P9 - P3]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P3 - P4]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.78	13.56
	Peso (kg)		2x16.72	33.44
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.92	13.84
	Peso (kg)		2x17.07	34.13
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	25x1.41		35.25
	Peso (kg)	25x0.56		13.91
Totales	Longitud (m)	35.25	27.40	
	Peso (kg)	13.91	67.57	81.48
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	38.78	30.14	
	Peso (kg)	15.30	74.33	89.63



Referencia: [P2 - P3]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x3.43	6.86
	Peso (kg)		2x8.46	16.92
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x3.57	7.14
	Peso (kg)		2x8.80	17.61
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	12x1.41		16.92
	Peso (kg)	12x0.56		6.68
Totales	Longitud (m)	16.92	14.00	
	Peso (kg)	6.68	34.53	41.21
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	18.61	15.40	
	Peso (kg)	7.35	37.98	45.33

Referencia: [P7 - P1]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32

Referencia: [P1 - P2]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Referencia: [P12 - P6]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.88	13.76
	Peso (kg)		2x16.97	33.93
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x7.02	14.04
	Peso (kg)		2x17.31	34.62
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	26x1.41		36.66
	Peso (kg)	26x0.56		14.47
Totales	Longitud (m)	36.66	27.80	
	Peso (kg)	14.47	68.55	83.02
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	40.33	30.58	
	Peso (kg)	15.92	75.40	91.32



Referencia: [P5 - P6]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.38	12.76
	Peso (kg)		2x15.73	31.47
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.52	13.04
	Peso (kg)		2x16.08	32.16
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	24x1.41		33.84
	Peso (kg)	24x0.56		13.35
Totales	Longitud (m)	33.84	25.80	
	Peso (kg)	13.35	63.63	76.98
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.22	28.38	
	Peso (kg)	14.69	69.99	84.68

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø8	Ø20	Total	HA-30, Yc=1.5	Limpieza	
Referencia: [P38 - P33]	12.24	59.15	71.39	0.48	0.12	2.40
Referencia: [P38 - P39]	14.69	69.99	84.68	0.64	0.16	3.20
Referencia: [P39 - P40]	15.30	72.16	87.46	0.70	0.18	3.52
Referencia: [P40 - P35]	12.24	59.15	71.39	0.51	0.13	2.56
Referencia: [P41 - P42]	14.69	69.99	84.68	0.64	0.16	3.20
Referencia: [P40 - P41]	15.30	72.16	87.46	0.70	0.18	3.52
Referencia: [P35 - P36]	15.30	72.16	87.46	0.70	0.18	3.52
Referencia: [P41 - P36]	12.24	59.15	71.39	0.51	0.13	2.56
Referencia: [P42 - P37]	12.24	59.15	71.39	0.48	0.12	2.40
Referencia: [P36 - P37]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P37 - P32]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P32 - P28]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P28 - P24]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P24 - P20]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P20 - P16]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P16 - P12]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P11 - P12]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P7 - P8]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P13 - P7]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P17 - P13]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P21 - P17]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P25 - P21]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P33 - P29]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P29 - P25]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P14 - P8]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P13 - P14]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P17 - P18]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P18 - P14]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P21 - P22]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P22 - P18]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P25 - P26]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P26 - P22]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P29 - P30]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36



Listado de cimentación

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m ³)		Encofrado (m ²)
	Ø8	Ø20	Total	HA-30, Yc=1.5	Limpieza	
Referencia: [P30 - P26]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P36 - P31]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P31 - P32]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P27 - P28]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P31 - P27]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P23 - P24]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P27 - P23]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P19 - P20]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P23 - P19]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P15 - P16]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P15 - P11]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P19 - P15]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P10 - P11]	7.35	37.98	45.33	0.20	0.05	1.00
Referencia: [P8 - P9]	7.35	37.98	45.33	0.18	0.05	0.92
Referencia: [P9 - P10]	15.30	74.33	89.63	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P33 - P34]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P39 - P34]	12.24	59.15	71.39	0.51	0.13	2.56
Referencia: [P34 - P35]	15.30	72.16	87.46	0.70	0.18	3.52
Referencia: [P34 - P30]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P11 - P5]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P10 - P4]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P4 - P5]	7.35	37.98	45.33	0.20	0.05	1.00
Referencia: [P8 - P2]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P9 - P3]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P3 - P4]	15.30	74.33	89.63	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P2 - P3]	7.35	37.98	45.33	0.18	0.05	0.92
Referencia: [P7 - P1]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P1 - P2]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Referencia: [P12 - P6]	15.91	75.41	91.32	0.75	0.19	3.76
Referencia: [P5 - P6]	14.69	69.99	84.68	0.67	0.17	3.36
Totales	924.12	4407.09	5331.21	42.18	10.54	210.88



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

2. RESUMEN DE RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L. UPARA VIGAS Y PILARES DE HORMIGÓN ARMADO



ÍNDICE

1. NOTACIÓN.....	2
2. PILARES.....	2
2.1. P1.....	2
2.2. P2.....	2
2.3. P3.....	2
2.4. P4.....	3
2.5. P5.....	3
2.6. P6.....	3
2.7. P7.....	3
2.8. P8.....	4
2.9. P9.....	4
2.10. P10.....	4
2.11. P11.....	4
2.12. P12.....	5
2.13. P13.....	5
2.14. P14.....	5
2.15. P15.....	5
2.16. P16.....	5
2.17. P17.....	6
2.18. P18.....	6
2.19. P19.....	6
2.20. P20.....	6
2.21. P21.....	6
2.22. P22.....	7
2.23. P23.....	7
2.24. P24.....	7
2.25. P25.....	7
2.26. P26.....	7
2.27. P27.....	8
2.28. P28.....	8
2.29. P29.....	8
2.30. P30.....	8
2.31. P31.....	8
2.32. P32.....	9
2.33. P33.....	9
2.34. P34.....	9
2.35. P35.....	9
2.36. P36.....	9
2.37. P37.....	10
2.38. P38.....	10
2.39. P39.....	10
2.40. P40.....	10
2.41. P41.....	11
2.42. P42.....	11
3. VIGAS.....	11
3.1. Forjado 1.....	11



1. NOTACIÓN

En las tablas de comprobación de pilares de acero no se muestran las comprobaciones con coeficiente de aprovechamiento inferior al 10%.

Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras

Arm.: Armadura mínima y máxima

Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante

N,M: Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales

Sism.: Criterios de diseño por sismo

Disp. S.: Criterios de diseño por sismo

Cap.: Diseño por capacidad

2. PILARES

2.1. P1

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	44.5	30.1	Cumple	Cumple	Cumple	44.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.08	3.64	-0.89	0.61	-2.74	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	43.9	64.5	Cumple	Cumple	Cumple	64.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.99	-7.48	1.58	0.61	-2.74	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	43.9	64.5	Cumple	Cumple	Cumple	64.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.99	-7.48	1.58	0.61	-2.74	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	43.9	64.5	Cumple	Cumple	Cumple	64.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.99	-7.48	1.58	0.61	-2.74	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.6	64.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	64.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.99	-7.48	1.58	0.61	-2.74	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY

2.2. P2

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos							Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.3	26.8	Cumple	Cumple	Cumple	40.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	13.89	-3.58	-0.53	0.05	2.72	Cumple	
		3.45 m	Cumple	Cumple	39.9	59.1	Cumple	Cumple	Cumple	59.1	G, S ⁽²⁾	Q S.	14.81	7.44	-0.31	0.05	2.72	Cumple	
		0.6 m	Cumple	Cumple	39.9	59.1	Cumple	Cumple	Cumple	59.1	G, S ⁽²⁾	Q S.	14.81	7.44	-0.31	0.05	2.72	Cumple	
												G, S ⁽³⁾	N,M S.	16.34	-0.20	7.37	2.49	-0.03	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	39.9	59.1	Cumple	Cumple	Cumple	59.1	G, S ⁽²⁾	Q S.	14.81	7.44	-0.31	0.05	2.72	Cumple	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.4	59.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	59.1	G, S ⁽²⁾	Q S.	14.81	7.44	-0.31	0.05	2.72	Cumple	
											G, S ⁽³⁾	N,M S.	16.34	-0.20	7.37	2.49	-0.03	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY
⁽³⁾ PP+CM+SX+0.3-SY

2.3. P3

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.9	29.8	Cumple	Cumple	Cumple	41.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	12.92	3.53	-1.23	0.72	-2.70	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	41.4	62.6	Cumple	Cumple	Cumple	62.6	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	13.83	-7.40	1.68	0.72	-2.70	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	41.4	62.6	Cumple	Cumple	Cumple	62.6	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	13.83	-7.40	1.68	0.72	-2.70	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	41.4	62.6	Cumple	Cumple	Cumple	62.6	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	13.83	-7.40	1.68	0.72	-2.70	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.6	62.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	62.6	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	13.83	-7.40	1.68	0.72	-2.70	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY



2.4. P4

Sección de hormigón																				
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado			
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.8	27.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	40.8	G, S ⁽²⁾	Q S.	12.40	-3.53	-0.67	0.09	2.70	Cumple	
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.4	62.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	62.3	G, S ⁽²⁾	N,M S.	12.43	-3.52	-0.73	0.15	2.70	Cumple	
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.4	62.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	62.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	13.31	7.41	-0.32	0.09	2.70	Cumple	
		Pie	Cumple	Cumple	40.4	62.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	62.3	G, S ⁽²⁾	N,M S.	15.99	-1.32	7.60	2.64	-0.43	Cumple	
													G, S ⁽²⁾	Q S.	13.31	7.41	-0.32	0.09	2.70	Cumple
													G, S ⁽²⁾	N,M S.	15.99	-1.32	7.60	2.64	-0.43	Cumple
													G, S ⁽²⁾	Q S.	13.31	7.41	-0.32	0.09	2.70	Cumple
													G, S ⁽²⁾	N,M S.	15.99	-1.32	7.60	2.64	-0.43	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.3	62.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	62.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	13.31	7.41	-0.32	0.09	2.70	Cumple		
											G, S ⁽²⁾	N,M S.	15.99	-1.32	7.60	2.64	-0.43	Cumple		

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY
⁽³⁾ PP+CM+SX+0.3-SY

2.5. P5

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.2	29.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.2	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	14.33	3.58	-1.02	0.62	-2.72	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.7	61.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.24	-7.45	1.48	0.62	-2.72	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.7	61.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.24	-7.45	1.48	0.62	-2.72	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.7	61.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.24	-7.45	1.48	0.62	-2.72	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.6	61.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.24	-7.45	1.48	0.62	-2.72	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY

2.6. P6

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	44.3	30.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	44.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.07	-3.63	-0.89	0.61	2.74	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	43.8	64.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.98	7.46	1.58	0.61	2.74	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	43.8	64.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.98	7.46	1.58	0.61	2.74	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	43.8	64.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.98	7.46	1.58	0.61	2.74	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.6	64.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	64.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	9.98	7.46	1.58	0.61	2.74	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.7. P7

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.5	27.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	40.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.51	3.82	0.47	-0.38	-2.83	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.1	60.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.43	-7.66	-1.08	-0.38	-2.83	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.1	60.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.43	-7.66	-1.08	-0.38	-2.83	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.1	60.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.43	-7.66	-1.08	-0.38	-2.83	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.8	60.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.43	-7.66	-1.08	-0.38	-2.83	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY



2.8. P8

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	36.2	29.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	36.2	G, S ⁽²⁾	Q S., N,M S.	28.79	-3.72	0.77	-0.57	2.85	Cumple
		3.4 m	Cumple	Cumple	35.9	61.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.4	G, S ⁽²⁾	Q S.	29.69	7.70	-1.53	-0.57	2.85	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	35.9	61.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.4	G, S ⁽³⁾	N,M S.	29.77	1.88	-7.77	-2.75	0.74	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	35.9	61.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.4	G, S ⁽²⁾	Q S.	29.69	7.70	-1.53	-0.57	2.85	Cumple
	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.9	61.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.4	G, S ⁽²⁾	Q S.	29.69	7.70	-1.53	-0.57	2.85	Cumple	
												G, S ⁽³⁾	N,M S.	29.77	1.88	-7.77	-2.75	0.74	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY
⁽³⁾ PP+CM-SX-0.3-SY

2.9. P9

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.2	27.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.2	G, S ⁽²⁾	Q S.	11.36	3.48	0.71	-0.15	-2.68	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.7	61.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	12.27	-7.39	0.09	-0.15	-2.68	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.7	61.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.3	G, S ⁽⁴⁾	N,M S.	15.24	1.29	-7.51	-2.60	0.44	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.7	61.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	12.27	-7.39	0.09	-0.15	-2.68	Cumple
	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.3	61.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	12.27	-7.39	0.09	-0.15	-2.68	Cumple	
												G, S ⁽⁴⁾	N,M S.	15.24	1.29	-7.51	-2.60	0.44	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY
⁽³⁾ PP+CM+0.3-SX+SY
⁽⁴⁾ PP+CM-SX-0.3-SY

2.10. P10

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	42.7	30.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	42.7	G, S ⁽²⁾	Q S., N,M S.	11.62	-3.48	1.33	-0.78	2.68	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	42.1	63.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	63.5	G, S ⁽²⁾	Q S., N,M S.	12.54	7.38	-1.82	-0.78	2.68	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	42.1	63.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	63.5	G, S ⁽²⁾	Q S., N,M S.	12.54	7.38	-1.82	-0.78	2.68	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	42.1	63.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	63.5	G, S ⁽²⁾	Q S., N,M S.	12.54	7.38	-1.82	-0.78	2.68	Cumple
	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.6	63.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	63.5	G, S ⁽²⁾	Q S., N,M S.	12.54	7.38	-1.82	-0.78	2.68	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.11. P11

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	34.8	28.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	34.8	G, S ⁽²⁾	Q S., N,M S.	28.85	3.64	0.74	-0.53	-2.75	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	34.5	60.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	29.77	-7.51	-1.41	-0.53	-2.75	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	34.5	60.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.3	G, S ⁽³⁾	N,M S.	29.97	-2.04	-7.51	-2.61	-0.78	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	34.5	60.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	29.77	-7.51	-1.41	-0.53	-2.75	Cumple
	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.6	60.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	60.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	29.77	-7.51	-1.41	-0.53	-2.75	Cumple	
												G, S ⁽³⁾	N,M S.	29.97	-2.04	-7.51	-2.61	-0.78	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY
⁽³⁾ PP+CM-SX-0.3-SY



2.12. P12

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p _s imos							Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.5	27.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	40.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.50	-3.81	0.48	-0.39	2.83	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.1	60.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.41	7.66	-1.09	-0.39	2.83	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.1	60.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.41	7.66	-1.09	-0.39	2.83	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.1	60.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.41	7.66	-1.09	-0.39	2.83	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	7.8	60.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	60.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.41	7.66	-1.09	-0.39	2.83	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.13. P13

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p _s imos							Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.1	29.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	19.63	4.07	-0.41	0.37	-2.95	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.7	61.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.54	-7.89	1.09	0.37	-2.95	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.7	61.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.54	-7.89	1.09	0.37	-2.95	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.7	61.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.54	-7.89	1.09	0.37	-2.95	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.1	61.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.54	-7.89	1.09	0.37	-2.95	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.14. P14

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p _s imos							Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.3	29.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.92	-4.13	0.42	-0.39	3.05	Cumple
		3.4 m	Cumple	Cumple	40.9	62.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	62.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.82	8.07	-1.15	-0.39	3.05	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.9	62.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	62.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.82	8.07	-1.15	-0.39	3.05	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.9	62.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	62.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.82	8.07	-1.15	-0.39	3.05	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.4	62.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	62.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.82	8.07	-1.15	-0.39	3.05	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.15. P15

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p _s imos							Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	39.9	28.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	39.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.70	4.04	-0.39	0.34	-2.94	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	39.5	60.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.0	G, S ⁽²⁾	O S.	22.61	-7.87	1.00	0.34	-2.94	Cumple
			Cumple	Cumple	39.5	60.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.0	G, S ⁽²⁾	N,M S.	22.64	-7.86	-1.04	-0.34	-2.94	Cumple
			Cumple	Cumple	39.5	60.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.0	G, S ⁽²⁾	Q S.	22.61	-7.87	1.00	0.34	-2.94	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	39.5	60.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.0	G, S ⁽²⁾	N,M S.	22.64	-7.86	-1.04	-0.34	-2.94	Cumple
			Cumple	Cumple	39.5	60.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.0	G, S ⁽²⁾	Q S.	22.61	-7.87	1.00	0.34	-2.94	Cumple
			Cumple	Cumple	39.5	60.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.0	G, S ⁽²⁾	N,M S.	22.64	-7.86	-1.04	-0.34	-2.94	Cumple
		Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.1	60.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	60.0	G, S ⁽²⁾	O S.	22.61	-7.87	1.00	0.34	-2.94
											G, S ⁽²⁾	N,M S.	22.64	-7.86	-1.04	-0.34	-2.94	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.16. P16

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos p _s imos							Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.0	28.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	19.60	-4.06	0.33	-0.32	2.95	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.5	60.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.51	7.88	-0.95	-0.32	2.95	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.5	60.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.51	7.88	-0.95	-0.32	2.95	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.5	60.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.51	7.88	-0.95	-0.32	2.95	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.1	60.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	60.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.51	7.88	-0.95	-0.32	2.95	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY



2.17. P17

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.3	29.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	19.74	4.09	-0.40	0.37	-2.97	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.8	61.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	-7.93	1.10	0.37	-2.97	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.8	61.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	-7.93	1.10	0.37	-2.97	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.8	61.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	-7.93	1.10	0.37	-2.97	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.1	61.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	-7.93	1.10	0.37	-2.97	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY

2.18. P18

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.1	28.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	40.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.83	-4.06	0.40	-0.37	2.96	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	39.7	60.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.74	7.91	-1.10	-0.37	2.96	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	39.7	60.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.74	7.91	-1.10	-0.37	2.96	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	39.7	60.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.74	7.91	-1.10	-0.37	2.96	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.1	60.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.74	7.91	-1.10	-0.37	2.96	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX-SY

2.19. P19

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.1	28.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	40.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.84	4.06	0.41	-0.37	-2.96	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	39.7	60.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.91	-1.10	-0.37	-2.96	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	39.7	60.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.91	-1.10	-0.37	-2.96	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	39.7	60.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.91	-1.10	-0.37	-2.96	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.1	60.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	60.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.91	-1.10	-0.37	-2.96	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX-SY

2.20. P20

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.2	29.2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.2	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	19.74	-4.09	0.36	-0.33	2.97	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	40.7	61.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	7.93	-0.98	-0.33	2.97	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	40.7	61.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	7.93	-0.98	-0.33	2.97	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	40.7	61.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	7.93	-0.98	-0.33	2.97	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.1	61.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.65	7.93	-0.98	-0.33	2.97	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX-SY

2.21. P21

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.4	29.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	19.73	4.11	0.35	-0.32	-2.99	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	41.0	61.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.64	-7.98	-0.97	-0.32	-2.99	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	41.0	61.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.64	-7.98	-0.97	-0.32	-2.99	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	41.0	61.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.64	-7.98	-0.97	-0.32	-2.99	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.2	61.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.64	-7.98	-0.97	-0.32	-2.99	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX-SY



2.22. P22

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.3	29.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	40.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.84	-4.08	0.41	-0.38	2.97	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	39.9	61.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	7.96	-1.12	-0.38	2.97	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	39.9	61.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	7.96	-1.12	-0.38	2.97	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	39.9	61.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	7.96	-1.12	-0.38	2.97	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.2	61.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	7.96	-1.12	-0.38	2.97	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.23. P23

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.3	29.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	40.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.83	4.09	0.40	-0.37	-2.98	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	39.9	61.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.96	-1.11	-0.37	-2.98	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	39.9	61.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.96	-1.11	-0.37	-2.98	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	39.9	61.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.96	-1.11	-0.37	-2.98	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.2	61.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	61.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.75	-7.96	-1.11	-0.37	-2.98	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.24. P24

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	41.5	30.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.5	G, S ⁽²⁾	Q S.	19.73	-4.11	-0.41	0.38	2.98	Cumple
			Cumple	Cumple	41.5	30.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	41.5	G, S ⁽³⁾	N,M S.	19.63	-3.94	-0.88	0.81	2.85	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	41.0	64.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.9	G, S ⁽²⁾	Q S.	20.64	7.98	1.13	0.38	2.98	Cumple
			Cumple	Cumple	41.0	64.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.9	G, S ⁽³⁾	N,M S.	20.54	7.60	2.42	0.81	2.85	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	41.0	64.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.9	G, S ⁽²⁾	Q S.	20.64	7.98	1.13	0.38	2.98	Cumple
			Cumple	Cumple	41.0	64.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.9	G, S ⁽³⁾	N,M S.	20.54	7.60	2.42	0.81	2.85	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	41.0	64.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.9	G, S ⁽²⁾	Q S.	20.64	7.98	1.13	0.38	2.98	Cumple
			Cumple	Cumple	41.0	64.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	64.9	G, S ⁽³⁾	N,M S.	20.54	7.60	2.42	0.81	2.85	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.2	64.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	64.9	G, S ⁽²⁾	Q S.	20.64	7.98	1.13	0.38	2.98	Cumple	
											G, S ⁽³⁾	N,M S.	20.54	7.60	2.42	0.81	2.85	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY
⁽³⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.25. P25

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	45.5	33.8	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	45.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	19.88	4.36	-0.96	0.89	-3.19	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	45.0	73.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	-8.54	2.63	0.89	-3.19	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	45.0	73.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	-8.54	2.63	0.89	-3.19	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	45.0	73.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	-8.54	2.63	0.89	-3.19	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.0	73.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	73.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	-8.54	2.63	0.89	-3.19	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.26. P26

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	42.7	29.6	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	42.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.98	-4.34	-0.08	0.07	3.18	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	42.2	63.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	63.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	8.52	0.20	0.07	3.18	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	42.2	63.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	63.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	8.52	0.20	0.07	3.18	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	42.2	63.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	63.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	8.52	0.20	0.07	3.18	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.6	63.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	63.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	8.52	0.20	0.07	3.18	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY



2.27. P27

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	43.5	32.2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	43.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.98	4.34	0.68	-0.63	-3.18	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	43.0	68.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	68.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	-8.53	-1.86	-0.63	-3.18	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	43.0	68.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	68.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	-8.53	-1.86	-0.63	-3.18	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	43.0	68.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	68.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	-8.53	-1.86	-0.63	-3.18	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	8.8	68.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	68.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.89	-8.53	-1.86	-0.63	-3.18	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY

2.28. P28

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	45.5	33.8	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	45.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	19.88	-4.36	-0.95	0.88	3.19	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	45.0	73.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	8.54	2.61	0.88	3.19	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	45.0	73.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	8.54	2.61	0.88	3.19	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	45.0	73.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	8.54	2.61	0.88	3.19	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.0	73.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	73.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.79	8.54	2.61	0.88	3.19	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.29. P29

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	48.5	34.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	48.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.13	4.80	-0.21	0.19	-3.53	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	48.0	73.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	-9.50	0.57	0.19	-3.53	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	48.0	73.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	-9.50	0.57	0.19	-3.53	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	48.0	73.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	73.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	-9.50	0.57	0.19	-3.53	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.6	73.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	73.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	-9.50	0.57	0.19	-3.53	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY

2.30. P30

Sección de hormigón																				
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado			
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	47.1	32.8	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	47.1	G, S ⁽²⁾	Q S.	22.29	-4.77	-0.06	0.06	3.52	Cumple	
												G, S ⁽²⁾	N,M S.	22.29	-4.77	-0.07	0.06	3.52		
		3.45 m	Cumple	Cumple	46.6	71.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	71.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	23.20	9.48	0.18	0.06	3.52	Cumple
													G, S ⁽²⁾	N,M S.	23.20	9.48	0.19	0.06	3.52	
		0.6 m	Cumple	Cumple	46.6	71.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	71.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	23.20	9.48	0.18	0.06	3.52	Cumple
													G, S ⁽²⁾	N,M S.	23.20	9.48	0.19	0.06	3.52	
		Pie	Cumple	Cumple	46.6	71.3	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	71.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	23.20	9.48	0.18	0.06	3.52	Cumple
													G, S ⁽²⁾	N,M S.	23.20	9.48	0.19	0.06	3.52	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.6	71.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	71.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	23.20	9.48	0.18	0.06	3.52	Cumple		

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.31. P31

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)	
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	47.8	35.2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	47.8	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	22.28	4.77	0.67	-0.62	-3.52	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	47.3	76.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	76.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	23.19	-9.48	-1.85	-0.62	-3.52	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	47.3	76.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	76.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	23.19	-9.48	-1.85	-0.62	-3.52	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	47.3	76.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	76.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	23.19	-9.48	-1.85	-0.62	-3.52	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.7	76.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	76.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	23.19	-9.48	-1.85	-0.62	-3.52	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM-0.3-SX-SY



2.32. P32

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos							Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	49.9	36.8	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	49.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	20.14	-4.80	-0.95	0.88	3.53	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	49.4	80.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	80.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	9.50	2.60	0.88	3.53	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	49.4	80.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	80.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	9.50	2.60	0.88	3.53	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	49.4	80.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	80.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	9.50	2.60	0.88	3.53	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.9	80.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	80.9	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	21.05	9.50	2.60	0.88	3.53	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.33. P33

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos							Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	57.3	41.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	57.3	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	16.40	4.90	-0.99	0.91	-3.72	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	56.6	97.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	97.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	-10.18	2.70	0.91	-3.72	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	56.6	97.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	97.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	-10.18	2.70	0.91	-3.72	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	56.6	97.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	97.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	-10.18	2.70	0.91	-3.72	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	10.0	97.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	97.0	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	-10.18	2.70	0.91	-3.72	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.34. P34

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos							Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	45.8	35.0	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	45.8	G, S ⁽²⁾	Q S.	30.72	-4.74	-0.12	0.09	3.65	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	45.3	96.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	96.1	G, S ⁽²⁾	N,M S.	30.73	-4.72	-0.19	0.15	3.64	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	45.3	96.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	96.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	31.64	10.05	0.22	0.09	3.65	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	45.3	96.1	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	96.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	31.64	10.05	0.22	0.09	3.65	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.5	96.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	96.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	31.64	10.05	0.22	0.09	3.65	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.35. P35

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos							Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	52.7	34.2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	52.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	14.08	-4.44	-0.83	0.55	3.52	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	52.1	81.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	81.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	14.99	9.80	1.38	0.55	3.52	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	52.1	81.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	81.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	14.99	9.80	1.38	0.55	3.52	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	52.1	81.4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	81.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	14.99	9.80	1.38	0.55	3.52	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.7	81.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	81.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	14.99	9.80	1.38	0.55	3.52	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.36. P36

Sección de hormigón																			
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos							Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)	Oy (t)		
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	46.5	36.9	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	46.5	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	30.59	4.74	0.70	-0.63	-3.65	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	46.0	85.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	85.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	31.50	-10.05	-1.87	-0.63	-3.65	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	46.0	85.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	85.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	31.50	-10.05	-1.87	-0.63	-3.65	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	46.0	85.7	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	85.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	31.50	-10.05	-1.87	-0.63	-3.65	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.7	85.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	85.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	31.50	-10.05	-1.87	-0.63	-3.65	Cumple	

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY



2.37. P37

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)
Forjado 1 (0 - 4.75 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	57.4	41.5	Cumple	Cumple	Cumple	57.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	16.40	-4.90	-0.98	0.90	3.73	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	56.7	97.1	Cumple	Cumple	Cumple	97.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	10.19	2.68	0.90	3.73	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	56.7	97.1	Cumple	Cumple	Cumple	97.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	10.19	2.68	0.90	3.73	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	56.7	97.1	Cumple	Cumple	Cumple	97.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	10.19	2.68	0.90	3.73	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	10.0	97.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	97.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	17.31	10.19	2.68	0.90	3.73	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.38. P38

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	62.3	39.5	Cumple	Cumple	Cumple	62.3	G, S ⁽²⁾	Q S.	7.49	4.94	0.08	0.07	-3.85	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	61.5	89.7	Cumple	Cumple	Cumple	89.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	8.40	-10.67	0.35	0.07	-3.85	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	61.5	89.7	Cumple	Cumple	Cumple	89.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	8.40	-10.67	0.35	0.07	-3.85	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	61.5	89.7	Cumple	Cumple	Cumple	89.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	8.40	-10.67	0.35	0.07	-3.85	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	10.5	89.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	89.7	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	8.40	-10.67	0.35	0.07	-3.85	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.39. P39

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	57.4	40.5	Cumple	Cumple	Cumple	57.4	G, S ⁽²⁾	Q S.	14.95	4.69	-0.30	0.51	-3.72	Cumple
											G, S ⁽²⁾	N,M S.	17.51	-4.82	1.04	-0.85	3.78	
		3.45 m	Cumple	Cumple	56.6	98.4	Cumple	Cumple	Cumple	98.4	G, S ⁽²⁾	Q S.	15.86	-10.39	1.78	0.51	-3.72	Cumple
											G, S ⁽²⁾	N,M S.	18.42	10.50	-2.40	-0.85	3.78	
		0.6 m	Cumple	Cumple	56.6	98.4	Cumple	Cumple	Cumple	98.4	G, S ⁽²⁾	Q S.	15.86	-10.39	1.78	0.51	-3.72	Cumple
											G, S ⁽²⁾	N,M S.	18.42	10.50	-2.40	-0.85	3.78	
		Pie	Cumple	Cumple	56.6	98.4	Cumple	Cumple	Cumple	98.4	G, S ⁽²⁾	Q S.	15.86	-10.39	1.78	0.51	-3.72	Cumple
											G, S ⁽²⁾	N,M S.	18.42	10.50	-2.40	-0.85	3.78	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	10.1	98.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	98.4	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	18.42	10.50	-2.40	-0.85	3.78	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY

2.40. P40

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _s imos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Ox (t)		Oy (t)
Forjado 1 (0 - 4.65 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	58.1	40.1	Cumple	Cumple	Cumple	58.1	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	14.83	4.73	0.81	-0.54	-3.76	Cumple
		3.45 m	Cumple	Cumple	57.4	97.2	Cumple	Cumple	Cumple	97.2	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.74	-10.51	-1.38	-0.54	-3.76	Cumple
		0.6 m	Cumple	Cumple	57.4	97.2	Cumple	Cumple	Cumple	97.2	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.74	-10.51	-1.38	-0.54	-3.76	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	57.4	97.2	Cumple	Cumple	Cumple	97.2	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.74	-10.51	-1.38	-0.54	-3.76	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	9.9	97.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	97.2	G, S ⁽²⁾	Q S.,N,M S.	15.74	-10.51	-1.38	-0.54	-3.76	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ La comprobación no procede
⁽²⁾ PP+CM+0.3-SX+SY



2.41. P41

Table with 17 columns: Tramo, Dimensión (cm), Posición, Comprobaciones (Disp., Arm., Q (%), N,M (%), Sism., Disp. S., Cap., Aprov. (%)), Esfuerzos pésimos (Naturaleza, Comp., N (t), Mxx (t-m), Myy (t-m), OX (t), OY (t)), Estado. Includes notes at the bottom.

2.42. P42

Table with 17 columns: Tramo, Dimensión (cm), Posición, Comprobaciones (Disp., Arm., Q (%), N,M (%), Sism., Disp. S., Cap., Aprov. (%)), Esfuerzos pésimos (Naturaleza, Comp., N (t), Mxx (t-m), Myy (t-m), OX (t), OY (t)), Estado. Includes notes at the bottom.

3. VIGAS

3.1. Forjado 1

Table titled 'COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)' with 23 columns: Vigas, Disp., Arm., Q, Q.S., N.M, N.M.S., T1, T2, T3, TNM, TV, TV2, TV3, TV4, T.Geom., T.Disp., T.Sism., Disp. S., Cap. H, Cap. S, Estado. Lists various beam types and their properties.



Table with columns: Vigas, Disp., Arm., Q, Q.S., N.M, N.M.S., T, T+, T-, TNM, TV, TVy, TVs, TVsx, T.Geom., T.Disp., T.Disp., Sism., Disp. S., Cap. H, Cap. S, Estado. Rows include beam IDs like P32-P28, P28-P24, etc., with various load and resistance values.

Notación:
Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.: Armadura mínima y máxima
Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
Q.S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)
N.M: Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
N.M.S.: Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
T: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T+: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T-: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TV: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua.
TVy: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua.
TVsx: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TVs: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T.Geom.: Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección.
T.Disp.: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
T.Disp.: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
Sism.: Criterios de diseño por sismo
Disp. S.: Criterios de diseño por sismo
Cap. H: Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas.
Cap. S: Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas.
x: Distancia al origen de la barra
h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede
Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.
(3) Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.
(4) No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Table with columns: Vigas, sigma_c, W_k,C,sup, W_k,C,Lat.Der, W_k,C,inf, W_k,C,Lat.Izq, sigma_sr, V_fis, Estado. Rows include beam IDs like P38-P33, P33-P29, etc., with width and stress values.



Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)							Estado
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
P17 - P13	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P13 - P7	x: 6.1 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P7 - P1	x: 3.389 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P39 - P34	x: 1.971 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P34 - P30	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P30 - P26	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	CUMPLE
P26 - P22	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P22 - P18	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	CUMPLE
P18 - P14	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P14 - P8	x: 6.1 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P8 - P2	x: 3.389 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P9 - P3	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P40 - P35	x: 2.3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P10 - P4	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.372 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P41 - P36	x: 1.971 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P36 - P31	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P31 - P27	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	CUMPLE
P27 - P23	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P23 - P19	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	CUMPLE
P19 - P15	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P15 - P11	x: 6.1 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P11 - P5	x: 3.389 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P42 - P37	x: 4.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P37 - P32	x: 6.1 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P32 - P28	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P28 - P24	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P24 - P20	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m Cumple	CUMPLE
P20 - P16	x: 3.05 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P16 - P12	x: 6.1 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE



Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)							Estado
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
P12 - P6	x: 3.389 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)									Estado
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.Alma}$	$W_{k,C,Sup.Ala.Der.}$	$W_{k,C,Lat.Ala.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
P38 - P39	x: 2.2 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 2.2 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 5.6 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P39 - P40	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P40 - P41	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 5.8 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P41 - P42	x: 3.4 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 3.4 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P8 - P9	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P9 - P10	x: 3.01 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
P10 - P11	x: 2.65 m Cumple	x: 2.65 m Cumple	x: 2.65 m Cumple	x: 2.65 m Cumple	x: 2.65 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.65 m Cumple	x: 2.65 m Cumple	Cumple	CUMPLE

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)										Estado	
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.Alma}$	$W_{k,C,Sup.Ala.Der.}$	$W_{k,C,Lat.Ala.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Ala.Izq.}$	$W_{k,C,Sup.Ala.Izq.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.Alma}$	σ_{sr}		V_{fis}
P33 - P34	x: 2.2 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 2.2 m Cumple	x: 2.2 m Cumple	x: 2.2 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 1.6 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P36 - P37	x: 3.4 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 3.4 m Cumple	x: 3.4 m Cumple	x: 3.4 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 2.4 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P29 - P30	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.201 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P31 - P32	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 4.399 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P25 - P26	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.201 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P27 - P28	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 4.399 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P21 - P22	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.201 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P23 - P24	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 4.399 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P17 - P18	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.201 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P19 - P20	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 4.399 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P13 - P14	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.201 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P15 - P16	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	x: 3 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 4.399 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P7 - P8	x: 2.4 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 2.4 m Cumple	x: 2.4 m Cumple	x: 2.4 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P11 - P12	x: 3.2 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 3.2 m Cumple	x: 3.2 m Cumple	x: 3.2 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)									Estado	
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Ala.Izq.}$	$W_{k,C,Sup.Ala.Izq.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.Alma}$	σ_{sr}	V_{fis}		
P34 - P35	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P35 - P36	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	x: 5.8 m Cumple	Cumple	CUMPLE
P1 - P2	x: 2.4 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.4 m Cumple	x: 2.4 m Cumple	x: 5.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 5.6 m Cumple	Cumple	CUMPLE	
P2 - P3	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 2.65 m Cumple	Cumple	CUMPLE	
P3 - P4	x: 3.01 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 3.01 m Cumple	x: 3.01 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE	
P4 - P5	x: 2.65 m Cumple	x: 2.65 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 2.65 m Cumple	x: 2.65 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0.553 m Cumple	Cumple	CUMPLE	



Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)									Estado
	σ_c	$W_{k,C,Sup}$	$W_{k,C,Lat.Der}$	$W_{k,C,Inf}$	$W_{k,C,Lat.Ala Izq}$	$W_{k,C,Sup.Ala Izq}$	$W_{k,C,Lat.Izq.Alma}$	σ_{sr}	V_{fis}	
P5 - P6	x: 3.2 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 3.2 m Cumple	x: 3.2 m Cumple	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE

Notación:

- s_c : Fisuración por compresión
- $W_{k,C,Sup}$: Fisuración por tracción: Cara superior
- $W_{k,C,Lat.Der}$: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha
- $W_{k,C,Inf}$: Fisuración por tracción: Cara inferior
- $W_{k,C,Lat.Izq}$: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda
- s_{sr} : Área mínima de armadura
- V_{fis} : Fisuración por cortante
- x: Distancia al origen de la barra
- h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
- N.P.: No procede
- $W_{k,C,Lat.Der.Alma}$: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha del alma
- $W_{k,C,Sup.Ala Der}$: Fisuración por tracción: Cara superior del ala derecha
- $W_{k,C,Lat.Ala Der}$: Fisuración por tracción: Cara lateral del ala derecha
- $W_{k,C,Lat.Ala Izq}$: Fisuración por tracción: Cara lateral del ala izquierda
- $W_{k,C,Sup.Ala Izq}$: Fisuración por tracción: Cara superior del ala izquierda
- $W_{k,C,Lat.Izq.Alma}$: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda del alma

Comprobaciones que no proceden (N.P.):

- ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.
- ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobaciones de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
P38 - P33	$f_{i,Q}$: 0.04 mm $f_{i,Q,lim}$: 12.19 mm	$f_{T,max}$: 1.10 mm $f_{T,lim}$: 15.33 mm	$f_{A,max}$: 0.73 mm $f_{A,lim}$: 10.23 mm	CUMPLE
P33 - P29	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.58 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.55 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P29 - P25	$f_{i,Q}$: 0.07 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.31 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.35 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P25 - P21	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.35 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.37 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P21 - P17	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.34 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.36 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P17 - P13	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.39 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.40 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P13 - P7	$f_{i,Q}$: 0.07 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.08 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.15 mm $f_{A,lim}$: 14.05 mm	CUMPLE
P7 - P1	$f_{i,Q}$: 0.28 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 4.15 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 2.77 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P39 - P34	$f_{i,Q}$: 0.05 mm $f_{i,Q,lim}$: 13.14 mm	$f_{T,max}$: 1.65 mm $f_{T,lim}$: 15.33 mm	$f_{A,max}$: 1.01 mm $f_{A,lim}$: 11.50 mm	CUMPLE
P34 - P30	$f_{i,Q}$: 0.07 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.20 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.33 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P30 - P26	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.36 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.38 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P26 - P22	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.34 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.37 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P22 - P18	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.33 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.37 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P18 - P14	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.40 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.43 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE



Comprobaciones de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
P14 - P8	$f_{i,Q}$: 0.02 mm $f_{i,Q,lim}$: 12.66 mm	$f_{T,max}$: 0.92 mm $f_{T,lim}$: 16.59 mm	$f_{A,max}$: 0.15 mm $f_{A,lim}$: 3.25 mm	CUMPLE
P8 - P2	$f_{i,Q}$: 0.30 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 6.08 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 3.85 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P9 - P3	$f_{i,Q}$: 0.83 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 8.30 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 6.22 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P40 - P35	$f_{i,Q}$: 0.25 mm $f_{i,Q,lim}$: 13.14 mm	$f_{T,max}$: 2.80 mm $f_{T,lim}$: 15.33 mm	$f_{A,max}$: 4.37 mm $f_{A,lim}$: 11.50 mm	CUMPLE
P10 - P4	$f_{i,Q}$: 1.34 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 9.76 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 7.37 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P41 - P36	$f_{i,Q}$: 0.05 mm $f_{i,Q,lim}$: 13.14 mm	$f_{T,max}$: 1.65 mm $f_{T,lim}$: 15.33 mm	$f_{A,max}$: 1.01 mm $f_{A,lim}$: 11.50 mm	CUMPLE
P36 - P31	$f_{i,Q}$: 0.07 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.20 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.33 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P31 - P27	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.36 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.38 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P27 - P23	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.34 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.37 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P23 - P19	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.32 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.36 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P19 - P15	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.47 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.45 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P15 - P11	$f_{i,Q}$: 0.10 mm $f_{i,Q,lim}$: 14.72 mm	$f_{T,max}$: 1.61 mm $f_{T,lim}$: 17.38 mm	$f_{A,max}$: 1.02 mm $f_{A,lim}$: 12.80 mm	CUMPLE
P11 - P5	$f_{i,Q}$: 0.35 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 5.50 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 3.49 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P42 - P37	$f_{i,Q}$: 0.04 mm $f_{i,Q,lim}$: 12.18 mm	$f_{T,max}$: 1.10 mm $f_{T,lim}$: 15.33 mm	$f_{A,max}$: 0.73 mm $f_{A,lim}$: 10.23 mm	CUMPLE
P37 - P32	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.58 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.55 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P32 - P28	$f_{i,Q}$: 0.07 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.31 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.36 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P28 - P24	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.35 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.37 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P24 - P20	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.34 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.36 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P20 - P16	$f_{i,Q}$: 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.39 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.40 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P16 - P12	$f_{i,Q}$: 0.07 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 2.08 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 1.15 mm $f_{A,lim}$: 14.05 mm	CUMPLE
P12 - P6	$f_{i,Q}$: 0.28 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.43 mm	$f_{T,max}$: 4.15 mm $f_{T,lim}$: 20.33 mm	$f_{A,max}$: 2.77 mm $f_{A,lim}$: 15.25 mm	CUMPLE
P38 - P39	$f_{i,Q}$: 0.11 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 1.95 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 1.42 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P39 - P40	$f_{i,Q}$: 0.09 mm $f_{i,Q,lim}$: 15.72 mm	$f_{T,max}$: 0.99 mm $f_{T,lim}$: 18.26 mm	$f_{A,max}$: 0.77 mm $f_{A,lim}$: 13.63 mm	CUMPLE
P40 - P41	$f_{i,Q}$: 0.09 mm $f_{i,Q,lim}$: 15.72 mm	$f_{T,max}$: 0.99 mm $f_{T,lim}$: 18.26 mm	$f_{A,max}$: 0.77 mm $f_{A,lim}$: 13.63 mm	CUMPLE



Comprobaciones de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
P41 - P42	$f_{i,Q}$: 0.11 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 1.95 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 1.42 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P33 - P34	$f_{i,Q}$: 0.58 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 3.37 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 2.67 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P34 - P35	$f_{i,Q}$: 0.02 mm $f_{i,Q,lim}$: 9.09 mm	$f_{T,max}$: 0.31 mm $f_{T,lim}$: 8.70 mm	$f_{A,max}$: 0.24 mm $f_{A,lim}$: 6.77 mm	CUMPLE
P35 - P36	$f_{i,Q}$: 0.02 mm $f_{i,Q,lim}$: 9.09 mm	$f_{T,max}$: 0.31 mm $f_{T,lim}$: 8.69 mm	$f_{A,max}$: 0.24 mm $f_{A,lim}$: 6.77 mm	CUMPLE
P36 - P37	$f_{i,Q}$: 0.58 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 3.37 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 2.67 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P29 - P30	$f_{i,Q}$: 1.94 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.56 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.56 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P31 - P32	$f_{i,Q}$: 1.94 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.55 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.53 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P25 - P26	$f_{i,Q}$: 1.95 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.64 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.63 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P27 - P28	$f_{i,Q}$: 1.94 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.62 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.60 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P21 - P22	$f_{i,Q}$: 1.95 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.61 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.60 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P23 - P24	$f_{i,Q}$: 1.94 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.59 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.57 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P17 - P18	$f_{i,Q}$: 1.95 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.64 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.63 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P19 - P20	$f_{i,Q}$: 1.94 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.63 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.60 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P13 - P14	$f_{i,Q}$: 1.95 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.41 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.44 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P15 - P16	$f_{i,Q}$: 1.94 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.42 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.43 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P7 - P8	$f_{i,Q}$: 0.82 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 5.05 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 4.31 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P8 - P9	$f_{i,Q}$: 0.35 mm $f_{i,Q,lim}$: 15.14 mm	$f_{T,max}$: 3.55 mm $f_{T,lim}$: 17.67 mm	$f_{A,max}$: 2.77 mm $f_{A,lim}$: 13.25 mm	CUMPLE
P9 - P10	$f_{i,Q}$: 0.07 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.14 mm	$f_{T,max}$: 1.63 mm $f_{T,lim}$: 20.00 mm	$f_{A,max}$: 1.06 mm $f_{A,lim}$: 15.00 mm	CUMPLE
P10 - P11	$f_{i,Q}$: 0.33 mm $f_{i,Q,lim}$: 15.14 mm	$f_{T,max}$: 3.52 mm $f_{T,lim}$: 17.67 mm	$f_{A,max}$: 2.74 mm $f_{A,lim}$: 13.25 mm	CUMPLE
P11 - P12	$f_{i,Q}$: 0.82 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 5.06 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 4.32 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P1 - P2	$f_{i,Q}$: 0.77 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 5.25 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 4.61 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE
P2 - P3	$f_{i,Q}$: 0.05 mm $f_{i,Q,lim}$: 7.57 mm	$f_{T,max}$: 0.63 mm $f_{T,lim}$: 8.83 mm	$f_{A,max}$: 0.49 mm $f_{A,lim}$: 6.63 mm	CUMPLE
P3 - P4	$f_{i,Q}$: 0.62 mm $f_{i,Q,lim}$: 17.14 mm	$f_{T,max}$: 4.08 mm $f_{T,lim}$: 20.00 mm	$f_{A,max}$: 3.38 mm $f_{A,lim}$: 15.00 mm	CUMPLE
P4 - P5	$f_{i,Q}$: 0.05 mm $f_{i,Q,lim}$: 7.57 mm	$f_{T,max}$: 0.63 mm $f_{T,lim}$: 8.83 mm	$f_{A,max}$: 0.49 mm $f_{A,lim}$: 6.63 mm	CUMPLE



Comprobaciones E.L.U.

TFG ELENA

Fecha: 02/07/21

Comprobaciones de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
P5 - P6	$f_{i,Q}$: 0.77 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 5.25 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 4.62 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

3. RESULTADOS DE LA COMPROBACIÓN E.L.U Y E.L.S PARA VIGA TIPO (PÓRTICO 10) DE HORMIGÓN ARMADO:

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN	2
2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES	2
3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA	3
4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN	71
5. COMPROBACIONES DE FLECHA	85

Viga 1

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 35x70+15x45+15x45
	Luz libre : 5.6 m
	Recubrimiento geométrico superior : 3.5 cm Recubrimiento geométrico inferior : 3.5 cm Recubrimiento geométrico lateral : 3.5 cm
	Materiales
Hormigón : HA-30, Yc=1.5	
Armadura longitudinal : B 500 S, Ys=1.15	
Armadura transversal : B 500 S, Ys=1.15	

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)																Estado					
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T.	T _h	T _h	TNM _l	TV ₁	TV ₂	TV _{3s}	TV _{3s}	T,Geom.	T,Disp _o		T,Disp _o	Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S
P29 - P30	Cumple	Cumple	1.600 m h = 64.9	1.600 m h = 51.6	2.200 m h = 90.8	0.801 m h = 49.5	0.000 m h = 4.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	0.000 m h = 1.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	N.P. ⁽⁴⁾	0.653 m Cumple	0.653 m Cumple	CUMPLE h = 90.8
<p>Notación:</p> <p>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) T.: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T_h: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T_h: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. TV₁: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua TV₂: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua TV_{3s}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. TV_{3s}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T,Geom.: Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. T,Disp_o: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T,Disp_o: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. Sism.: Criterios de diseño por sismo Disp. S.: Criterios de diseño por sismo Cap. H: Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. Cap. S: Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales. ⁽³⁾ No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.</p>																						

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)										Estado	
	s _c	W _{k,C,sup.}	W _{k,C,Lat.Der.Alma}	W _{k,C,Sup.Ala.Der.}	W _{k,C,Lat.Ala.Der.}	W _{k,C,Inf.}	W _{k,C,Lat.Ala.Izq.}	W _{k,C,Sup.Ala.Izq.}	W _{k,C,Lat.Izq.Alma}	S _{sr}		V _{ris}
P29 - P30	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	x: 2.6 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.201 m Cumple	Cumple	CUMPLE
<p>Notación:</p> <p>s_c: Fisuración por compresión W_{k,C,sup.}: Fisuración por tracción: Cara superior W_{k,C,Lat.Der.Alma}: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha del alma W_{k,C,Sup.Ala.Der.}: Fisuración por tracción: Cara superior del ala derecha W_{k,C,Lat.Ala.Der.}: Fisuración por tracción: Cara lateral del ala derecha W_{k,C,Inf.}: Fisuración por tracción: Cara inferior W_{k,C,Lat.Ala.Izq.}: Fisuración por tracción: Cara lateral del ala izquierda W_{k,C,Sup.Ala.Izq.}: Fisuración por tracción: Cara superior del ala izquierda W_{k,C,Lat.Izq.Alma}: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda del alma s_c: Área mínima de armadura V_{ris}: Fisuración por cortante x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.</p>												

Viga	Sobrecarga (Característica) f _{i,Q} ≤ f _{i,Q,lim} f _{i,Q,lim} = L/350	A plazo infinito (Cuasipermanente) f _{T,max} ≤ f _{T,lim} f _{T,lim} = L/300	Activa (Característica) f _{A,max} ≤ f _{A,lim} f _{A,lim} = L/400	Estado
P29 - P30	f _{i,Q} : 1.94 mm f _{i,Q,lim} : 16.00 mm	f _{T,max} : 11.56 mm f _{T,lim} : 18.67 mm	f _{A,max} : 11.56 mm f _{A,lim} : 14.00 mm	CUMPLE

Viga 1

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

P29 - P30 (P29 - 0.653 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{\min}$$

$$25 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$$s \leq 3 \cdot b_0 \leq 300 \text{ mm}$$

$$174 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Siendo:

b_0 : Espesor bruto del elemento.

$$b_0 : \underline{650} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{\min}$$

$$120 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\varnothing_{\max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción r_t con barras de acero $f_{yk} = 5096.84 \text{ kp/cm}^2$ debe cumplir:

$$r_t \geq r_{t,\min}$$

$$0.00332 \geq 0.00280 \quad \checkmark$$

Donde:

Viga 1

$$r_{I,\min} = 0.0028$$

$$r_{I,\min} : \underline{0.00280}$$

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción r_I con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$r_I \geq r_{I,\min}$$

$$0.00301 \geq 0.00280 \quad \checkmark$$

Donde:

$$r_{I,\min} = 0.0028$$

$$r_{I,\min} : \underline{0.00280}$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$$A_s \geq A_{s,\min}$$

$$11.09 \text{ cm}^2 \geq 6.64 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{s,\min} = \alpha \cdot A_{s,\text{nec}}$$

$$A_{s,\min} : \underline{6.64} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_{s,\text{nec}}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo.

$$A_{s,\text{nec}} : \underline{6.05} \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.5 \geq 1.95 \cdot \frac{A_{s,\text{nec}} \cdot h \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot W_1}$$

$$\alpha : \underline{1.098}$$

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

W_1 : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W_1 : \underline{44642.13} \text{ cm}^3$$

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$$A_s \geq A_{s,\min}$$

$$8.74 \text{ cm}^2 \geq 2.26 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{s,\min} = \alpha \cdot A_{s,\text{nec}}$$

$$A_{s,\min} : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_{s,\text{nec}}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo.

$$A_{s,\text{nec}} : \underline{1.66} \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.5 \geq 1.95 \cdot \frac{A_{s,\text{nec}} \cdot h \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot W_1}$$

$$\alpha : \underline{1.357}$$

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

W_1 : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W_1 : \underline{34589.28} \text{ cm}^3$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.136} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{18.785} \text{ t}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{138.502} \text{ t}$$

$$h_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.498} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{18.785} \text{ t}$$

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{37.736} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.653 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(G2)+0.9·V(-Yexc.-)+0.9·V180(Exterior)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \beta}{1 + \cot^2 \alpha}$$

$$V_{u1} : \underline{138.502} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} \leq 0 \Rightarrow K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{-9.08} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.
Resistencia de cálculo del acero.

$$A'_s : \underline{7.79} \text{ cm}^2 \quad f_{yd} :$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} = 60 \text{ N/mm}^2 \cdot f_{ck} = 0.60 \cdot f_{ck}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Viga 1

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos se producen en '0.653 m', para la combinaci3n de hip3tesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(G2)+0.9·V(-Yexc.-)+0.9·V180(Exterior)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma.

Cortante en la direcci3n Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma considerando la contribuci3n de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} : \underline{37.736} \text{ t}$$

con un valor m_{in}imo de:

$$V_{u2,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \left(\frac{V_{cu}}{b_0} \right)^{3/2} + 0.15 s'_{cd} \gamma_c b_0 d$$

$$V_{u2,min} : \underline{12.270} \text{ t}$$

Donde:

V_{su}: Contribuci3n de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} : \underline{28.689} \text{ t}$$

$$V_{su} = z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \beta) A_n f_{y\alpha,d}$$

Donde:

A_n: **Área** por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un **ángulo A_n** con la directriz de la pieza.

$$A_n : \underline{12.08} \text{ cm}^2/\text{m}$$

f_{y α ,d}: Resistencia de c_{al}culo de la armadura A_n.

$$f_{y\alpha,d} : \underline{4077.47} \text{ kp/cm}^2$$

α: **Ángulo** de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β: **Ángulo** entre la biela de compresi3n de hormig3n y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

z: Brazo mec_{an}ico.

$$z : \underline{582.30} \text{ mm}$$

V_{cu}: Contribuci3n del hormig3n a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} : \underline{9.047} \text{ t}$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \left(100 \frac{f_{ck}}{l_{cv}} \right)^{1/3} + 0.15 s'_{cd} \gamma_c b_0 d$$

Donde:

b₀: Anchura neta m_{in}ima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto **útil** de la secci3n en mm referido a la armadura longitudinal de flexi3n.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

γ_c: Coeficiente de minoraci3n de la resistencia del hormig3n.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

λ: Coeficiente que depende del canto **útil** 'd'.

$$\lambda : \underline{1.56}$$

$$\lambda = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormig3n a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia caracter_{is}tica del hormig3n.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

s'_{cd}: Tensi3n axil efectiva en el hormig3n (compresi3n positiva), calculada teniendo en cuenta la compresi3n absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de c_{al}culo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: **Área** total de la secci3n de hormig3n.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_1 : \underline{0.0053}$$

$$r = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \approx 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{12.06} \text{ cm}^2$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \leq 0.75 d \tan(\alpha) (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$130 \text{ mm} \leq 485 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$270 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$A_{s0} \geq \frac{f_{y0,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

$$53.5526 \geq 13.7786 \quad \checkmark$$

Donde:

A_{s0} : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α_0 con la directriz de la pieza.

$$A_{s0} : \underline{12.08} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$f_{y0,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_{s0} .

$$f_{y0,d} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.085} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{13.518} \text{ t}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{159.809} \text{ t}$$

Viga 1

$$h_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.365} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{13.518} \text{ t}$$

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{37.040} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.653 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_u = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \beta}{1 + \cot \alpha \cot \beta}$$

$$V_{u1} : \underline{159.809} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} \leq 0 \leq K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{-10.45} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d \cdot A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{7.79} \text{ cm}^2 \quad f_{yd}:$$

Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{ck}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.653 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} : \underline{37.040} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = 0.075 \cdot \frac{f_{ctk} \cdot b_0 \cdot d^2}{c} + 0.15 \cdot s'_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{14.158} \text{ t}$$

Viga 1

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \beta) \cdot A_s \cdot f_{y\alpha,d}$$

V_{su} : 28.689 t

Donde:

A_s: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_s con la directriz de la pieza.

f_{yα,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_s.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

β: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

z: Brazo mecánico.

A_s : 12.08 cm²/m

f_{yα,d} : 4077.47 kp/cm²

α : 90.0 grados

β : 45.0 grados

z : 582.30 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \frac{0.15 \cdot f_{ck}}{100} \cdot \left(\frac{100}{l_{cv}} \cdot f \right)^{1.3} + 0.15 \cdot s'_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

V_{cu} : 8.351 t

Donde:

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

f_{ck}: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

β: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\beta = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

b₀ : 350.00 mm

d : 647.00 mm

f_{ck} : 1.3

β : 1.56

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \cdot \beta \cdot 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{cv} : 305.81 kp/cm²

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 305.81 kp/cm²

s'_{cd}: Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \cdot \beta \cdot 12 \text{ MPa}$$

s'_{cd} : 0.00 kp/cm²

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3800.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 235.24 kp/cm²

r_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

r_l : 0.0053

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

A_s : 12.06 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} s_t \leq 0.75 d (1 + \cot \theta) \leq 600 \text{ mm}$$

130 mm \leq **485 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 647.00 mm

θ : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

270 mm \leq **500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\frac{A_{s0} \theta f_{y0,d}}{\sin \theta} \geq \frac{f_{ct,m} b_0}{7.5}$$

61.5855 \geq **13.7786** ✓

Donde:

A_{s0}: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_{s0} con la directriz de la pieza.

A_{s0} : 12.08 cm²/m

f_{y0,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_{s0}.

f_{y0,d} : 5096.84 kp/cm²

θ : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : 90.0 grados

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

b₀ : 350.00 mm

f_{ct,m}: Resistencia media a tracción del hormigón.

f_{ct,m} : 29.53 kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 305.81 kp/cm²

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.653 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h_1 : 0.751 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

N_{ed} : 0.000 t

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x}$: 25.688 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

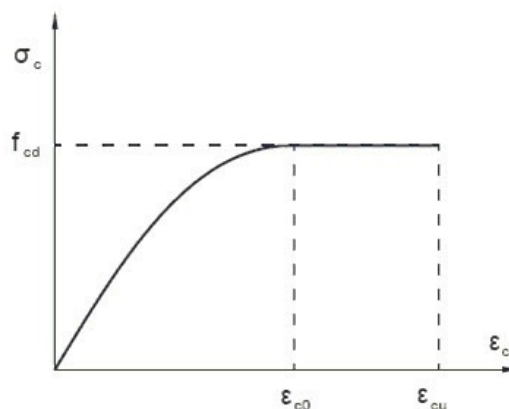
$M_{Rd,x}$: 34.198 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{c0} : 0.0020

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Viga 1

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

γ_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

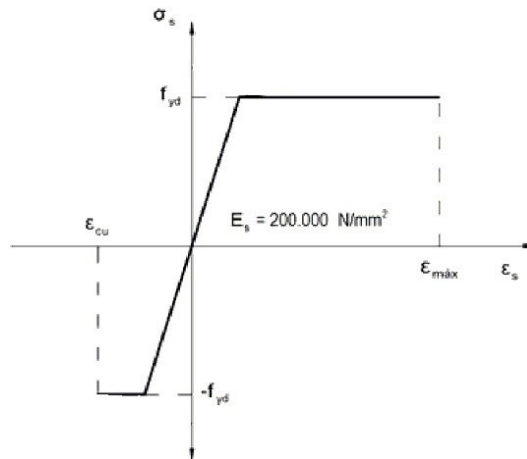
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

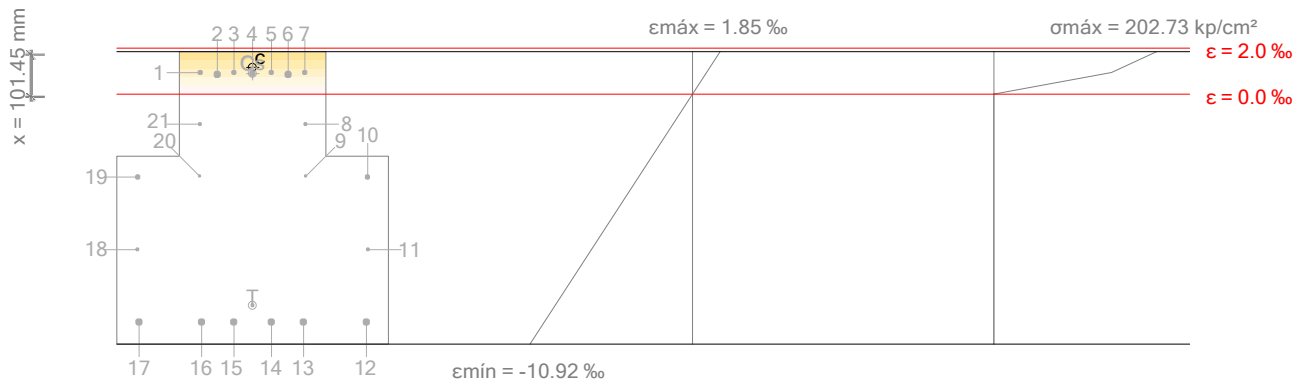
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-125.00	344.41	+1912.93	+0.000938
2	Ø20	-85.00	339.41	+1727.01	+0.000847
3	Ø10	-45.00	344.41	+1912.93	+0.000938
4	Ø16	0.00	341.41	+1801.38	+0.000884
5	Ø10	45.00	344.41	+1912.93	+0.000938
6	Ø20	85.00	339.41	+1727.01	+0.000847
7	Ø10	125.00	344.41	+1912.93	+0.000938
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.001323
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.003585
10	Ø10	275.00	94.41	-4432.04	-0.003621
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.006786
12	Ø16	272.00	-252.59	-4432.04	-0.009950
13	Ø16	122.00	-252.59	-4432.04	-0.009950
14	Ø16	45.00	-252.59	-4432.04	-0.009950
15	Ø16	-45.00	-252.59	-4432.04	-0.009950
16	Ø16	-122.00	-252.59	-4432.04	-0.009950
17	Ø16	-272.00	-252.59	-4432.04	-0.009950
18	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.006786
19	Ø10	-275.00	94.41	-4432.04	-0.003621
20	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.003585
21	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.001323

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	46.316	0.00	356.82
Cs	14.112	0.00	341.81
T	60.428	0.00	-212.61

$$N_{Rd} = C_c + C_s \cdot T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot e_y$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot e_x$$

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$e_{T,x}$

Viga 1

$M_{Rd,x}$: 34.198 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Viga 1

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{46.316} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{14.112} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{60.428} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{356.82} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{341.81} \text{ mm}$$

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-212.61} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0019}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

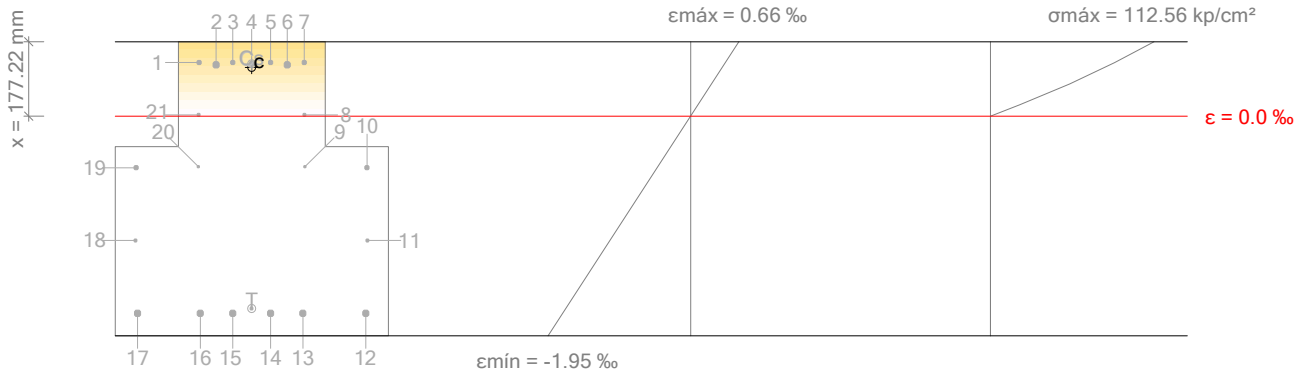
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{202.73} \text{ kp/cm}^2$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-125.00	344.41	+968.16	+0.000475
2	Ø20	-85.00	339.41	+930.11	+0.000456
3	Ø10	-45.00	344.41	+968.16	+0.000475
4	Ø16	0.00	341.41	+945.33	+0.000464
5	Ø10	45.00	344.41	+968.16	+0.000475
6	Ø20	85.00	339.41	+930.11	+0.000456
7	Ø10	125.00	344.41	+968.16	+0.000475
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	+0.000012
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.000451
10	Ø10	275.00	94.41	-934.33	-0.000458
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.001106
12	Ø16	272.00	-252.59	-3575.00	-0.001754
13	Ø16	122.00	-252.59	-3575.00	-0.001754
14	Ø16	45.00	-252.59	-3575.00	-0.001754
15	Ø16	-45.00	-252.59	-3575.00	-0.001754
16	Ø16	-122.00	-252.59	-3575.00	-0.001754
17	Ø16	-272.00	-252.59	-3575.00	-0.001754

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
18	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.001106
19	Ø10	-275.00	94.41	-934.33	-0.000458
20	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.000451
21	Ø8	-126.00	220.41	0.00	+0.000012

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	37.216	0.00	333.50
Cs	7.379	0.00	341.74
T	44.595	0.00	-241.17

$$N_{ed} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{ed,x} : \underline{25.688} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{37.216} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{7.379} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{44.595} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{333.50} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{341.74} \text{ mm}$$

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-241.17} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0018}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{112.56} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{3575.00} \text{ kp/cm}^2$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.653 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.483 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

N_{ed} : 0.000 t

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x}$: 18.996 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

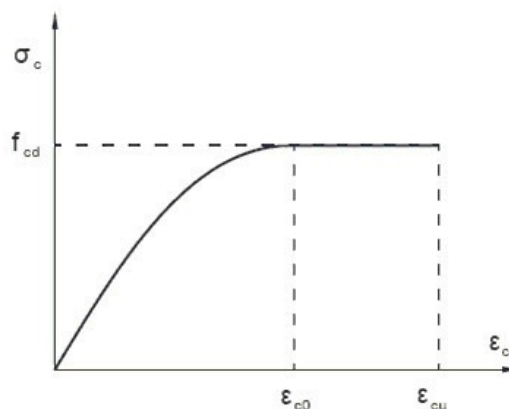
$M_{Rd,x}$: 39.313 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 235.24 kp/cm²

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{c0} : 0.0020

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Viga 1

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

γ_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

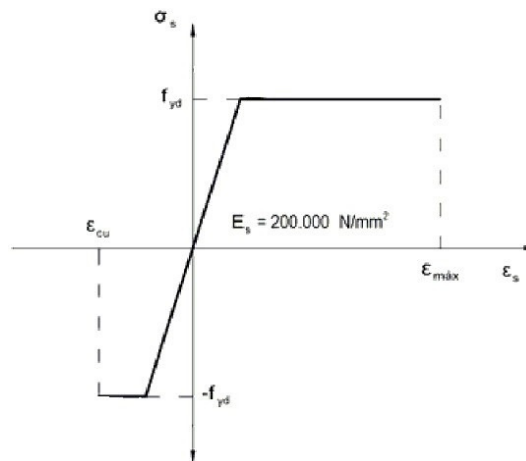
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

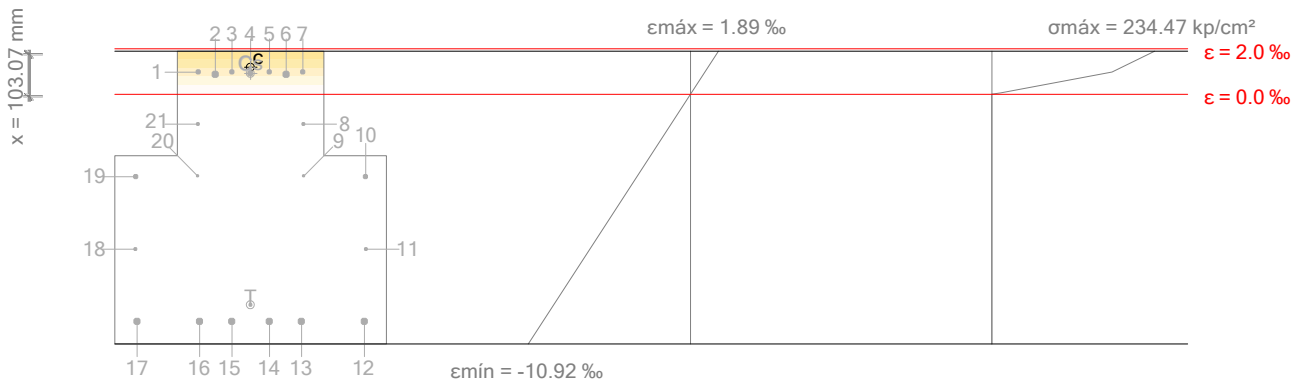
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-125.00	344.41	+1979.38	+0.000971
2	Ø20	-85.00	339.41	+1792.91	+0.000879
3	Ø10	-45.00	344.41	+1979.38	+0.000971
4	Ø16	0.00	341.41	+1867.50	+0.000916
5	Ø10	45.00	344.41	+1979.38	+0.000971
6	Ø20	85.00	339.41	+1792.91	+0.000879
7	Ø10	125.00	344.41	+1979.38	+0.000971
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.001297
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.003566
10	Ø10	275.00	94.41	-5096.84	-0.003602
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.006776
12	Ø16	272.00	-252.59	-5096.84	-0.009950
13	Ø16	122.00	-252.59	-5096.84	-0.009950
14	Ø16	45.00	-252.59	-5096.84	-0.009950
15	Ø16	-45.00	-252.59	-5096.84	-0.009950
16	Ø16	-122.00	-252.59	-5096.84	-0.009950
17	Ø16	-272.00	-252.59	-5096.84	-0.009950
18	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.006776
19	Ø10	-275.00	94.41	-5096.84	-0.003602
20	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.003566
21	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.001297

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	54.865	0.00	356.11
Cs	14.627	0.00	341.80
T	69.492	0.00	-212.61

$$N_{Rd} = C_c + C_s \cdot T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot e_y$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot e_x$$

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$e_{T,x}$

Viga 1

$M_{Rd,x}$: 39.313 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Viga 1

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : 54.865 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

C_s : 14.627 t

T: Resultante de tracciones en el acero.

T : 69.492 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cc,x} : 0.00 mm

e_{cc,y} : 356.11 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs,x} : 0.00 mm

e_{cs,y} : 341.80 mm

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{t,x} : 0.00 mm

e_{t,y} : -212.61 mm

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{cmax} : 0.0019

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

e_{smax} : 0.0099

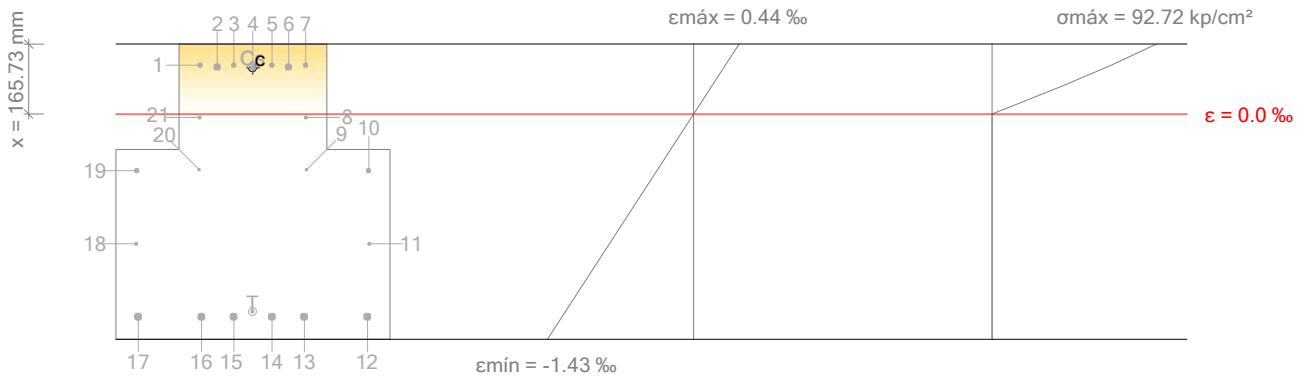
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{cmax} : 234.47 kp/cm²

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

s_{smax} : 5096.84 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-125.00	344.41	+631.04	+0.000310
2	Ø20	-85.00	339.41	+603.78	+0.000296
3	Ø10	-45.00	344.41	+631.04	+0.000310
4	Ø16	0.00	341.41	+614.68	+0.000302
5	Ø10	45.00	344.41	+631.04	+0.000310
6	Ø20	85.00	339.41	+603.78	+0.000296
7	Ø10	125.00	344.41	+631.04	+0.000310
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.000022
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.000354
10	Ø10	275.00	94.41	-732.11	-0.000359
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.000823
12	Ø16	272.00	-252.59	-2624.16	-0.001287
13	Ø16	122.00	-252.59	-2624.16	-0.001287
14	Ø16	45.00	-252.59	-2624.16	-0.001287
15	Ø16	-45.00	-252.59	-2624.16	-0.001287
16	Ø16	-122.00	-252.59	-2624.16	-0.001287
17	Ø16	-272.00	-252.59	-2624.16	-0.001287

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
18	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.000823
19	Ø10	-275.00	94.41	-732.11	-0.000359
20	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.000354
21	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.000022

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	28.007	0.00	338.06
Cs	4.799	0.00	341.74
T	32.807	0.00	-240.43

$$N_{ed} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{ed,x} : \underline{18.996} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{28.007} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{4.799} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{32.807} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{338.06} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{341.74} \text{ mm}$$

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-240.43} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0013}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{92.72} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{2624.16} \text{ kp/cm}^2$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-SX-0.3-SY".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.045} \quad \checkmark$$

Donde:

T_d : Momento torsor de cálculo.

$$T_d : \underline{0.602} \text{ t}\cdot\text{m}$$

T_{u1} : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.

$$T_{u1} : \underline{13.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K_{1cd} \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\text{ctg} \alpha}{1 + \text{ctg}^2 \alpha}$$

Donde:

f_{1cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} : \underline{141} \text{ kp/cm}^2$$

K : Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

α : Coeficiente que depende de la disposición de estribos.

$$\alpha : \underline{0.60}$$

α : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{45.0} \text{ grados}$$

A_e : Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$A_e : \underline{1361.11} \text{ cm}^2$$

h_e : Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$h_e : \underline{116.67} \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{A}{u} \cdot 2 \cdot c$$

A : Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

$$A : \underline{2450.00} \text{ cm}^2$$

u : Perímetro exterior de la sección transversal.

$$u : \underline{2100.00} \text{ mm}$$

c : Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

$$c : \underline{52.22} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^simos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$h = \frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_{rd}}{V_{u1}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.

$$T_d : \underline{0.585} \text{ t}\cdot\text{m}$$

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.

$$T_{u1} : \underline{13.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd} : \underline{16.116} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{296.789} \text{ t}\cdot\text{m}$$

α : Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz.

$$\alpha : \underline{1.64}$$

$$\alpha = 2 \alpha_1 \frac{h_e}{b}$$

Donde:

b: Ancho del elemento

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$h_e : \underline{116.67} \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{A}{\alpha u}$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

$$A : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

u: Perímetro exterior de la sección transversal.

$$u : \underline{2700.00} \text{ mm}$$

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

$$c : \underline{52.22} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

La luz del vano no será menor que cuatro veces el canto útil del elemento (Anejo 10, Artículo 6.2):

$$l \geq 4 d$$

$$5.600 \text{ m} \geq 2.600 \text{ m} \quad \checkmark$$

Donde:

l: Longitud de la viga.

$$l : \underline{5.600} \text{ m}$$

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{650.00} \text{ mm}$$

La relación ancho/canto no será menor que 0.3 (Anejo 10, Artículo 6.2):

$$\frac{b}{h} \geq 0,3$$

$$0.929 \geq 0.300 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección.

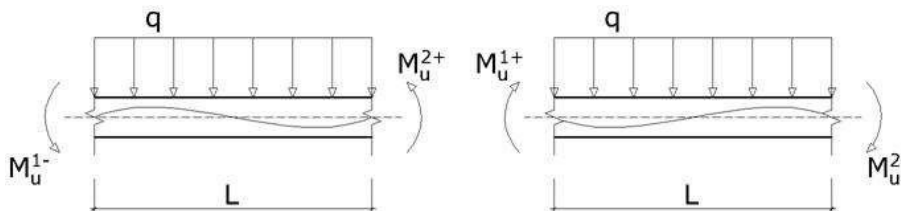
$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (EHE-08)

Se debe prevenir la rotura por cortante en vigas que pueda impedir que se desarrolle todo el comportamiento dúctil a flexión del elemento (Anejo 10, Artículo 5.1.1).



Se debe satisfacer:

$$V_u \leq V_{sd}$$

$$37.04 \text{ t} \leq 31.46 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante de agotamiento.

$$V_u : \underline{37.04} \text{ t}$$

V_{sd}: Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{sd} : \underline{31.46} \text{ t}$$

$$V_{s1} = \frac{q L}{2} + \gamma_{SR} \left[\frac{M_u^{1+} + M_u^{2+}}{L} \right]$$

$$V_{s1} : \underline{31.46} \text{ t}$$

$$V_{s2} = \frac{q L}{2} + \gamma_{SR} \left[\frac{M_u^{1-} + M_u^{2-}}{L} \right]$$

$$V_{s2} : \underline{31.46} \text{ t}$$

Siendo:

Viga 1

q: Carga distribuida. *

L: Luz libre del elemento.

M_u¹: Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

Extremo final:

γ_{SR}: Factor de sobrerresistencia.

*Nota: El valor de la carga distribuida q, se ha estimado a partir de los esfuerzos cortantes en los extremos, debidos a las masas que actúan durante la acción sísmica.

$$q : \underline{5.88} \text{ t/m}$$

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

$$M_u^{1+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{1-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

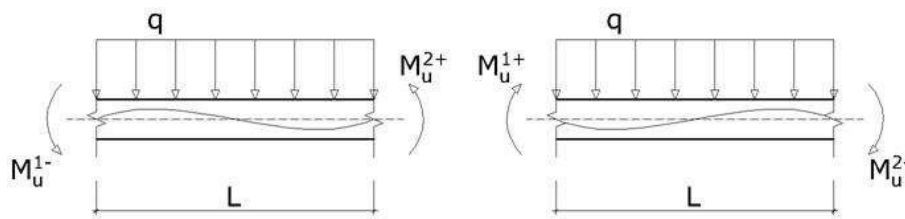
$$M_u^{2-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_{SR} : \underline{1.35}$$

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

Debe procurarse en las vigas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior a la del momento (Artículo 4.2.3).



Se debe satisfacer:

$$V_u \geq V_{sd}$$

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante de agotamiento.

V_{sd}: Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{s1} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_u^{1+} + M_u^{2+}}{L}$$

$$V_{s2} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_u^{1-} + M_u^{2-}}{L}$$

Siendo:

q: Carga distribuida. *

L: Luz libre del elemento.

M_u¹: Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

Extremo final:

$$37.04 \text{ t} \geq 27.57 \text{ t} \quad \checkmark$$

$$V_u : \underline{37.04} \text{ t}$$

$$V_{sd} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$V_{s1} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$V_{s2} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$q : \underline{5.88} \text{ t/m}$$

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

$$M_u^{1+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{1-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

*Nota: El valor de la carga distribuida q, se ha estimado a partir de los esfuerzos cortantes en los extremos, debidos a las masas que actúan durante la acción sísmica.

Viga 1

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Viga 1

P29 - P30 (P29 - P30, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{min}$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d$$

$$s_3 = d_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\emptyset_{max} : Diámetro de la barra más gruesa.

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$$s \leq 3 \cdot b_0 \neq 300 \text{ mm}$$

Siendo:

b_0 : Espesor bruto del elemento.

$$25 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\emptyset_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$174 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$b_0 : \underline{650} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{min}$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d$$

$$s_3 = d_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\emptyset_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$120 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\emptyset_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción r_l con barras de acero $f_{yk} = 5096.84 \text{ kp/cm}^2$ debe cumplir:

$$r_l \geq r_{l,min}$$

Donde:

$$r_{l,min} = 0.0028$$

$$0.00332 \geq 0.00280 \quad \checkmark$$

$$r_{l,min} : \underline{0.00280}$$

Viga 1

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción r_l con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$r_l \geq r_{l,min}$$

Donde:

$$r_{l,min} = 0.0028$$

$$0.00301 \geq 0.00280 \quad \checkmark$$

$$r_{l,min} : \underline{0.00280}$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \alpha \cdot A_{s,nec}$$

Siendo:

$A_{s,nec}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo.

$$\alpha = 1.5 \geq 1.95 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot W_1}$$

h : Canto de la sección.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

W_1 : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$11.09 \text{ cm}^2 \geq 6.64 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,min} : \underline{6.64} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,nec} : \underline{6.05} \text{ cm}^2$$

$$\alpha : \underline{1.098}$$

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$W_1 : \underline{44642.13} \text{ cm}^3$$

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \alpha \cdot A_{s,nec}$$

Siendo:

$A_{s,nec}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo.

$$\alpha = 1.5 \geq 1.95 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot W_1}$$

h : Canto de la sección.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

W_1 : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$8.74 \text{ cm}^2 \geq 2.26 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,min} : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,nec} : \underline{1.66} \text{ cm}^2$$

$$\alpha : \underline{1.357}$$

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$W_1 : \underline{34589.28} \text{ cm}^3$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.083} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{11.533} \text{ t}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{139.027} \text{ t}$$

$$h_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.649} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{11.533} \text{ t}$$

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{17.758} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.600 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(G2)+0.9·V(-Yexc.-)+0.9·V180(Exterior)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \beta}{1 + \cot^2 \alpha}$$

$$V_{u1} : \underline{139.027} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} \leq 0 \Rightarrow K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{-3.66} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d \cdot A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.
Resistencia de cálculo del acero.

$$A'_s : \underline{3.14} \text{ cm}^2 \quad f_{yd} :$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0.60 \cdot f_{ck}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{649.46} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Viga 1

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos se producen en '1.600 m', para la combinaci3n de hip3tesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(G2)+0.9·V(-Yexc.-)+0.9·V180(Exterior)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma.

Cortante en la direcci3n Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma considerando la contribuci3n de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} : \underline{17.758} \text{ t}$$

con un valor m_nimo de:

$$V_{u2,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \left(\frac{V_{cu}}{b_0} \right)^{3/2} + 0.15 s'_{cd} \gamma_c b_0 d$$

$$V_{u2,min} : \underline{12.304} \text{ t}$$

Donde:

V_{su}: Contribuci3n de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} : \underline{7.987} \text{ t}$$

$$V_{su} = z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \beta) A_n f_{y\alpha,d}$$

Donde:

A_n: **Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_n con la directriz de la pieza.**

$$A_n : \underline{3.35} \text{ cm}^2/\text{m}$$

f_{yα,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_n.

$$f_{y\alpha,d} : \underline{4077.47} \text{ kp/cm}^2$$

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β: Ángulo entre la biela de compresi3n de hormig3n y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

z: Brazo mecánico.

$$z : \underline{584.51} \text{ mm}$$

V_{cu}: Contribuci3n del hormig3n a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} : \underline{9.771} \text{ t}$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \left(\frac{V_{cu}}{b_0} \right)^{1.3} + 0.15 s'_{cd} \gamma_c b_0 d$$

Donde:

b₀: Anchura neta m_nima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la secci3n en mm referido a la armadura longitudinal de flexi3n.

$$d : \underline{649.46} \text{ mm}$$

γ_c: Coeficiente de minoraci3n de la resistencia del hormig3n.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

γ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\gamma : \underline{1.55}$$

$$\gamma = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormig3n a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormig3n.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

s'_{cd}: Tensi3n axial efectiva en el hormig3n (compresi3n positiva), calculada teniendo en cuenta la compresi3n absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: **Área total de la secci3n de hormig3n.**

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_1 : \underline{0.0066}$$

$$r = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \approx 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.11} \text{ cm}^2$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \leq 0.75 d \tan(\alpha) (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \leq 487 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{649.46} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$272 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$A_{s0} \geq \frac{f_{y0,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

$$14.8532 \geq 13.7786 \quad \checkmark$$

Donde:

A_{s0} : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α_0 con la directriz de la pieza.

$$A_{s0} : \underline{3.35} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$f_{y0,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_{s0} .

$$f_{y0,d} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.055} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{8.770} \text{ t}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{160.416} \text{ t}$$

Viga 1

$$h_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.516} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{8.770} \text{ t}$$

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{17.006} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.600 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_u = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \beta}{1 + \cot \alpha \cot \beta}$$

$$V_{u1} : \underline{160.416} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} \leq 0 \text{ y } K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{-4.21} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d \cdot A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{3.14} \text{ cm}^2 \quad f_{yd}:$$

Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{ck}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{649.46} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.600 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} : \underline{17.006} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = 0.075 \cdot \frac{f_{ctk} \cdot b_0 \cdot d^2}{cv} + 0.15 \cdot s'_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{14.197} \text{ t}$$

Viga 1

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \beta) \cdot A_s \cdot f_{y\alpha,d}$$

V_{su} : 7.987 t

Donde:

A_s: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_s con la directriz de la pieza.

f_{yα,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_s.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

β: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

z: Brazo mecánico.

A_s : 3.35 cm²/m

f_{yα,d} : 4077.47 kp/cm²

α : 90.0 grados

β : 45.0 grados

z : 584.51 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \frac{0.15 \cdot f_{ck}}{1 + \frac{100 \cdot \rho_{cv}}{100}} \cdot \left(\frac{100 \cdot \rho_{cv}}{100} \right)^{1.3} + 0.15 \cdot s'_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

V_{cu} : 9.019 t

Donde:

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

ρ_{cv}: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ρ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\rho = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

b₀ : 350.00 mm

d : 649.46 mm

ρ_{cv} : 1.3

ρ : 1.55

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \cdot \rho \cdot 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{cv} : 305.81 kp/cm²

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 305.81 kp/cm²

s'_{cd}: Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \cdot \rho \leq 12 \text{ MPa}$$

s'_{cd} : 0.00 kp/cm²

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3800.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 235.24 kp/cm²

r_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

r_l : 0.0066

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

A_s : 15.11 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} s_t \leq 0.75 d (1 + \cot \theta) \leq 600 \text{ mm}$$

300 mm \leq 487 mm ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 649.46 mm

θ : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

272 mm \leq 500 mm ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\frac{A_{s0} f_{y0,d}}{\sin \theta} \geq \frac{f_{ct,m} b_0}{7.5}$$

17.0812 \geq 13.7786 ✓

Donde:

A_{s0} : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo θ con la directriz de la pieza.

A_{s0} : 3.35 cm²/m

$f_{y0,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_{s0} .

$f_{y0,d}$: 5096.84 kp/cm²

θ : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : 90.0 grados

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

b_0 : 350.00 mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón.

$f_{ct,m}$: 29.53 kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 305.81 kp/cm²

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.200 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h_1 : 0.908 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

N_{ed} : 0.000 t

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x}$: 38.131 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

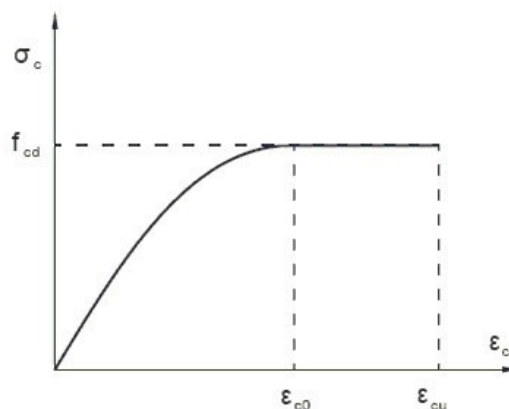
$M_{Rd,x}$: 41.979 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{c0} : 0.0020

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Viga 1

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

γ_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

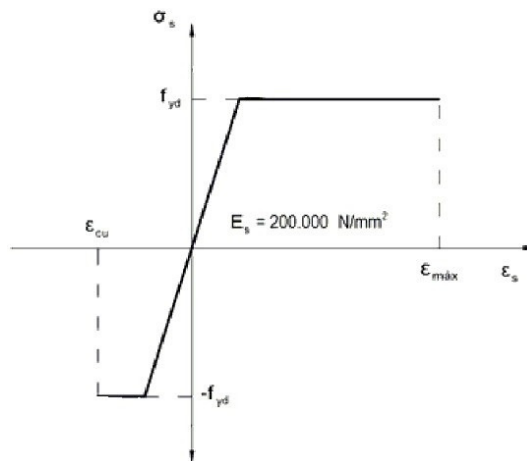
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

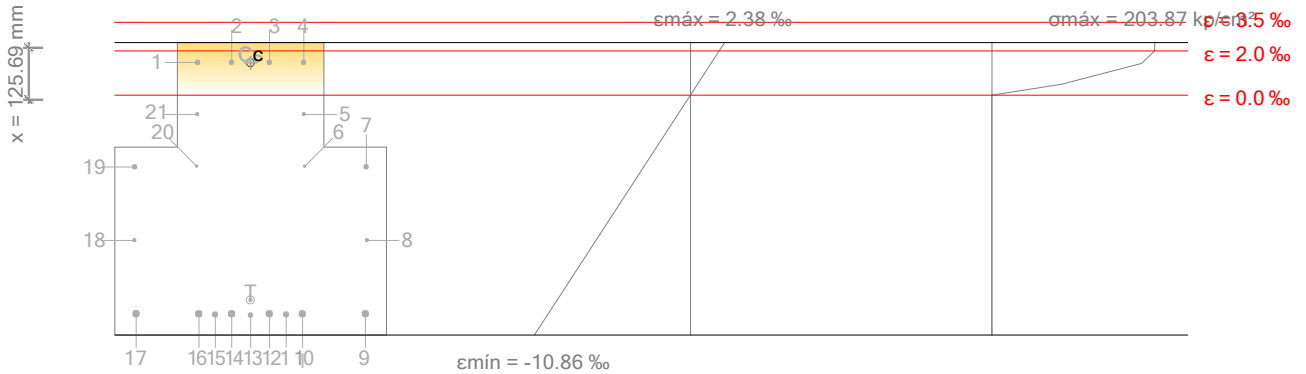
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-127.00	346.41	+2994.52	+0.001469
2	Ø10	-45.33	346.41	+2994.52	+0.001469
3	Ø10	45.33	346.41	+2994.52	+0.001469
4	Ø10	127.00	346.41	+2994.52	+0.001469
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	-0.000875
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.003220
7	Ø10	277.00	96.41	-4432.04	-0.003258
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.006575
9	Ø16	274.00	-254.59	-4432.04	-0.009893
10	Ø16	124.00	-254.59	-4432.04	-0.009893
11	Ø12	84.67	-256.59	-4432.04	-0.009931
12	Ø16	45.33	-254.59	-4432.04	-0.009893
13	Ø10	0.00	-257.59	-4432.04	-0.009950
14	Ø16	-45.33	-254.59	-4432.04	-0.009893
15	Ø12	-84.67	-256.59	-4432.04	-0.009931
16	Ø16	-124.00	-254.59	-4432.04	-0.009893
17	Ø16	-274.00	-254.59	-4432.04	-0.009893
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.006575
19	Ø10	-277.00	96.41	-4432.04	-0.003258
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.003220
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	-0.000875

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	64.527	0.00	345.76
Cs	9.408	0.00	346.41
T	73.934	0.00	-221.95

$$N_{Rd} = C_c + C_s \cdot T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot e_y$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot e_x$$

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$e_{T,x}$

Viga 1

$M_{Rd,x}$: 41.979 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Viga 1

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{64.527} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{9.408} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{73.934} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{345.76} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{346.41} \text{ mm}$$

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-221.95} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0024}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

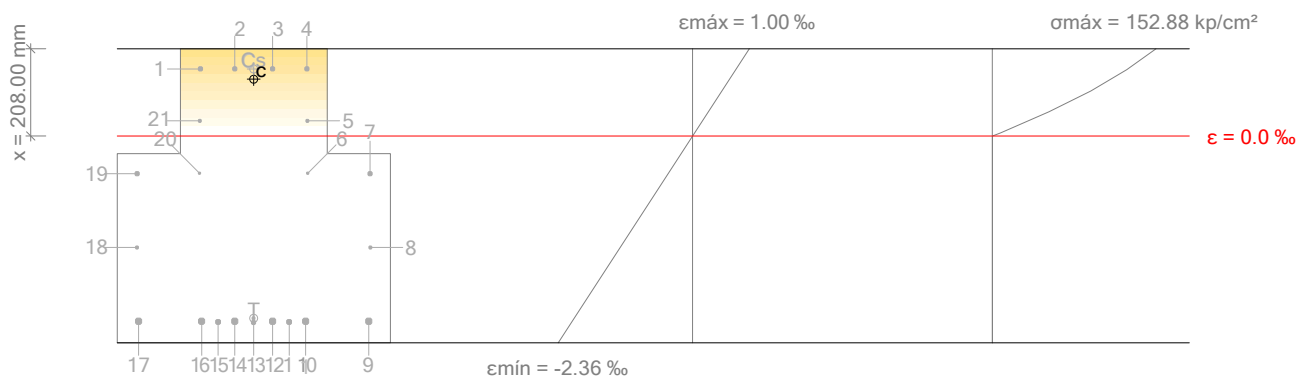
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-127.00	346.41	+1567.90	+0.000769
2	Ø10	-45.33	346.41	+1567.90	+0.000769
3	Ø10	45.33	346.41	+1567.90	+0.000769
4	Ø10	127.00	346.41	+1567.90	+0.000769
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	+0.000173
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.000423
7	Ø10	277.00	96.41	-881.96	-0.000433
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.001276
9	Ø16	274.00	-254.59	-4321.57	-0.002120
10	Ø16	124.00	-254.59	-4321.57	-0.002120
11	Ø12	84.67	-256.59	-4341.17	-0.002129
12	Ø16	45.33	-254.59	-4321.57	-0.002120
13	Ø10	0.00	-257.59	-4350.97	-0.002134
14	Ø16	-45.33	-254.59	-4321.57	-0.002120
15	Ø12	-84.67	-256.59	-4341.17	-0.002129
16	Ø16	-124.00	-254.59	-4321.57	-0.002120
17	Ø16	-274.00	-254.59	-4321.57	-0.002120

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.001276
19	Ø10	-277.00	96.41	-881.96	-0.000433
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.000423
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	+0.000173

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	61.830	0.00	321.61
Cs	4.926	0.00	346.41
T	66.756	0.00	-247.76

$$N_{ed} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{ed,x} : \underline{38.131} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{61.830} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{4.926} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{66.756} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{321.61} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{346.41} \text{ mm}$$

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-247.76} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0010}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0021}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{152.88} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{4350.97} \text{ kp/cm}^2$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.801 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.495} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{ed,x} : \underline{20.289} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

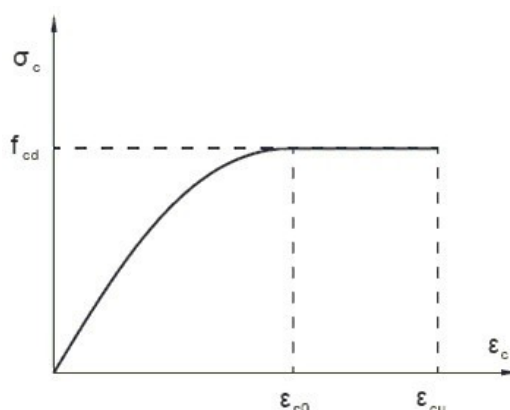
$$M_{Rd,x} : \underline{41.012} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Viga 1

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

γ_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

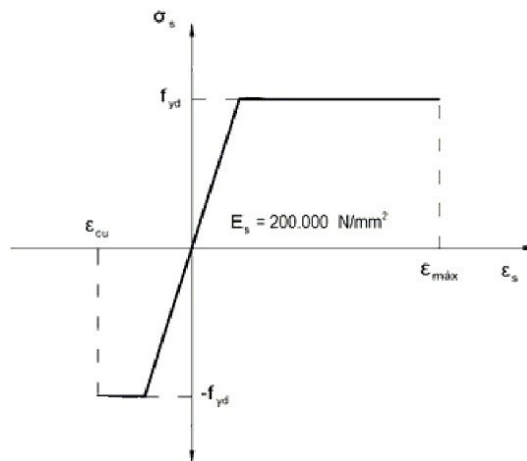
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

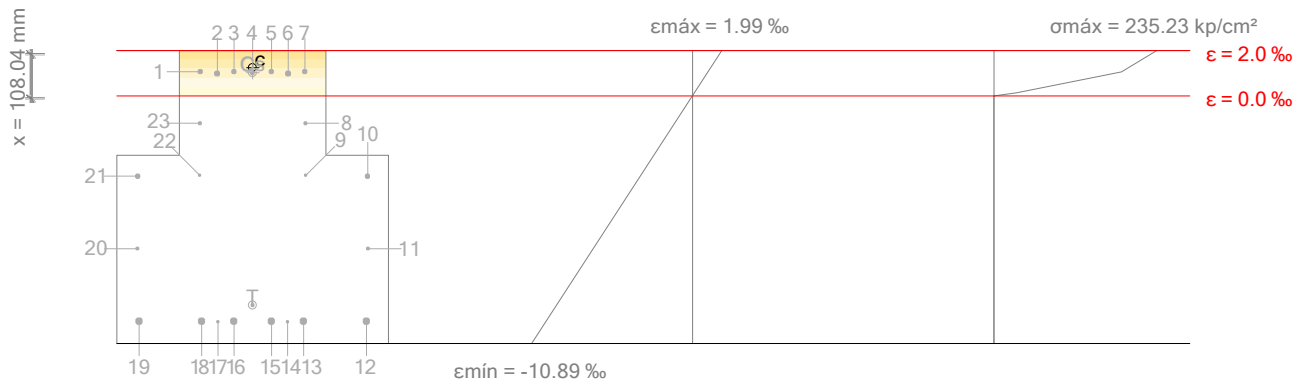
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-125.00	344.41	+2176.53	+0.001068
2	Ø20	-85.00	339.41	+1989.04	+0.000976
3	Ø10	-45.00	344.41	+2176.53	+0.001068
4	Ø16	0.00	341.41	+2064.04	+0.001012
5	Ø10	45.00	344.41	+2176.53	+0.001068
6	Ø20	85.00	339.41	+1989.04	+0.000976
7	Ø10	125.00	344.41	+2176.53	+0.001068
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.001213
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.003494
10	Ø10	275.00	94.41	-5096.84	-0.003531
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.006722
12	Ø16	272.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
13	Ø16	122.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
14	Ø12	83.50	-254.59	-5096.84	-0.009950
15	Ø16	45.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
16	Ø16	-45.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
17	Ø12	-83.50	-254.59	-5096.84	-0.009950
18	Ø16	-122.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
19	Ø16	-272.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
20	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.006722
21	Ø10	-275.00	94.41	-5096.84	-0.003531
22	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.003494
23	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.001213

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	59.113	0.00	353.93
C _s	13.334	0.00	342.17
T	72.447	0.00	-214.33

$$N_{Rd} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

Viga 1

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{Rd,x} : \underline{41.012} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{59.113} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{13.334} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{72.447} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{353.93} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{342.17} \text{ mm}$$

e_r: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{r,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{r,y} : \underline{-214.33} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0020}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

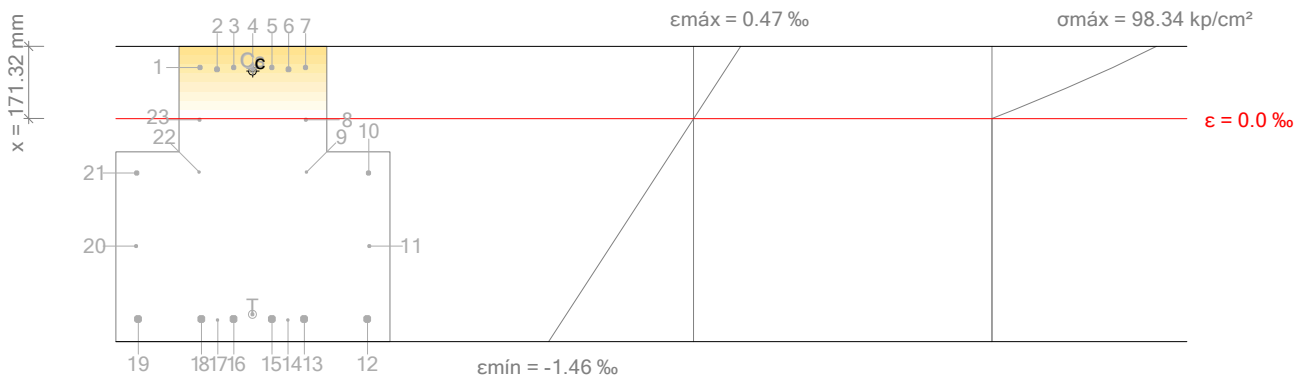
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{235.23} \text{ kp/cm}^2$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-125.00	344.41	+684.69	+0.000336
2	Ø20	-85.00	339.41	+656.47	+0.000322
3	Ø10	-45.00	344.41	+684.69	+0.000336
4	Ø16	0.00	341.41	+667.76	+0.000328
5	Ø10	45.00	344.41	+684.69	+0.000336
6	Ø20	85.00	339.41	+656.47	+0.000322
7	Ø10	125.00	344.41	+684.69	+0.000336
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.000007
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.000351
10	Ø10	275.00	94.41	-726.25	-0.000356
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.000837
12	Ø16	272.00	-252.59	-2684.63	-0.001317
13	Ø16	122.00	-252.59	-2684.63	-0.001317

Viga 1

14	Ø12	83.50	-254.59	-2695.91	-0.001322
----	-----	-------	---------	----------	-----------

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
15	Ø16	45.00	-252.59	-2684.63	-0.001317
16	Ø16	-45.00	-252.59	-2684.63	-0.001317
17	Ø12	-83.50	-254.59	-2695.91	-0.001322
18	Ø16	-122.00	-252.59	-2684.63	-0.001317
19	Ø16	-272.00	-252.59	-2684.63	-0.001317
20	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.000837
21	Ø10	-275.00	94.41	-726.25	-0.000356
22	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.000351
23	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.000007

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	30.804	0.00	336.08
Cs	4.286	0.00	342.12
T	35.090	0.00	-241.40

$$N_{ed} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot e_T$$

$$M_{ed,x} : \underline{20.289} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot e_T$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{30.804} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{4.286} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{35.090} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{336.08} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{342.12} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-241.40} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0013}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{98.34} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{2695.91} \text{ kp/cm}^2$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-SX-0.3-SY".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.045} \quad \checkmark$$

Donde:

T_d : Momento torsor de cálculo.

$$T_d : \underline{0.602} \text{ t}\cdot\text{m}$$

T_{u1} : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.

$$T_{u1} : \underline{13.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K_{1cd} \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\text{ctg} \alpha}{1 + \text{ctg}^2 \alpha}$$

Donde:

f_{1cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} : \underline{141} \text{ kp/cm}^2$$

K : Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

α : Coeficiente que depende de la disposición de estribos.

$$\alpha : \underline{0.60}$$

α : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{45.0} \text{ grados}$$

A_e : Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$A_e : \underline{1361.11} \text{ cm}^2$$

h_e : Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$h_e : \underline{116.67} \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{A}{u} \cdot 2 \cdot c$$

A : Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

$$A : \underline{2450.00} \text{ cm}^2$$

u : Perímetro exterior de la sección transversal.

$$u : \underline{2100.00} \text{ mm}$$

c : Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

$$c : \underline{52.22} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$h = \frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_{rd}}{V_{u1}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.

$$T_d : \underline{0.585} \text{ t}\cdot\text{m}$$

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.

$$T_{u1} : \underline{13.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd} : \underline{16.116} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{296.789} \text{ t}\cdot\text{m}$$

α : Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz.

$$\alpha : \underline{1.64}$$

$$\alpha = 2 \alpha_1 \frac{h_e}{b}$$

Donde:

b: Ancho del elemento

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$h_e : \underline{116.67} \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{A}{u} - 2c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

$$A : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

u: Perímetro exterior de la sección transversal.

$$u : \underline{2700.00} \text{ mm}$$

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

$$c : \underline{52.22} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

La luz del vano no será menor que cuatro veces el canto útil del elemento (Anejo 10, Artículo 6.2):

$$l \geq 4 d$$

$$5.600 \text{ m} \geq 2.600 \text{ m} \quad \checkmark$$

Donde:

l: Longitud de la viga.

$$l : \underline{5.600} \text{ m}$$

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{650.00} \text{ mm}$$

La relación ancho/canto no será menor que 0.3 (Anejo 10, Artículo 6.2):

$$\frac{b}{h} \geq 0,3$$

$$0.929 \geq 0.300 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección.

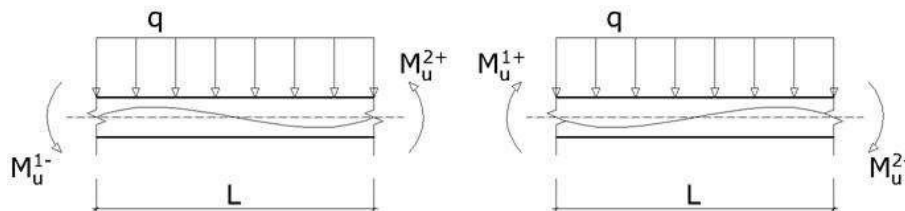
$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (EHE-08)

Se debe prevenir la rotura por cortante en vigas que pueda impedir que se desarrolle todo el comportamiento dúctil a flexión del elemento (Anejo 10, Artículo 5.1.1).



Se debe satisfacer:

$$V_u \leq V_{sd}$$

$$37.04 \text{ t} \leq 31.46 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante de agotamiento.

$$V_u : \underline{37.04} \text{ t}$$

V_{sd}: Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{sd} : \underline{31.46} \text{ t}$$

$$V_{s1} = \frac{q \cdot L}{2} + \alpha_{SR} \cdot \frac{M_u^{1+} + M_u^{2+}}{L}$$

$$V_{s1} : \underline{31.46} \text{ t}$$

$$V_{s2} = \frac{q \cdot L}{2} + \alpha_{SR} \cdot \frac{M_u^{1-} + M_u^{2-}}{L}$$

$$V_{s2} : \underline{31.46} \text{ t}$$

Siendo:

Viga 1

q: Carga distribuida. *

L: Luz libre del elemento.

M_u¹: Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

Extremo final:

γ_{SR}: Factor de sobrerresistencia.

*Nota: El valor de la carga distribuida q, se ha estimado a partir de los esfuerzos cortantes en los extremos, debidos a las masas que actúan durante la acción sísmica.

$$q : \underline{5.88} \text{ t/m}$$

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

$$M_u^{1+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{1-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

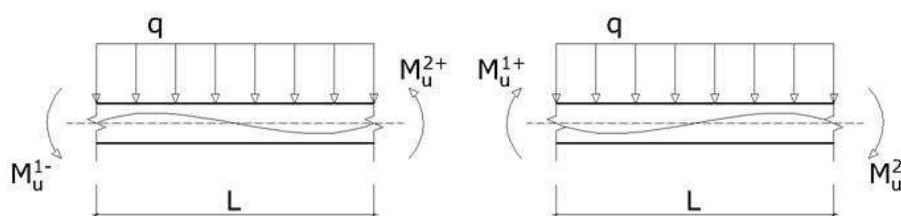
$$M_u^{2-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_{SR} : \underline{1.35}$$

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

Debe procurarse en las vigas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior a la del momento (Artículo 4.2.3).



Se debe satisfacer:

$$V_u \geq V_{sd}$$

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante de agotamiento.

V_{sd}: Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{s1} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_u^{1+} + M_u^{2+}}{L}$$

$$V_{s2} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_u^{1-} + M_u^{2-}}{L}$$

Siendo:

q: Carga distribuida. *

L: Luz libre del elemento.

M_u¹: Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

Extremo final:

$$37.04 \text{ t} \geq 27.57 \text{ t} \quad \checkmark$$

$$V_u : \underline{37.04} \text{ t}$$

$$V_{sd} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$V_{s1} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$V_{s2} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$q : \underline{5.88} \text{ t/m}$$

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

$$M_u^{1+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{1-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

*Nota: El valor de la carga distribuida q, se ha estimado a partir de los esfuerzos cortantes en los extremos, debidos a las masas que actúan durante la acción sísmica.

Viga 1

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Viga 1

P29 - P30 (4.947 m - P30, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{min}$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa.

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$$s \leq 3 \cdot b_0 \neq 300 \text{ mm}$$

Siendo:

b_0 : Espesor bruto del elemento.

$$25 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{16} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} : \underline{16} \text{ mm}$$

$$174 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$b_0 : \underline{650} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{min}$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$120 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción r_l con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$r_l \geq r_{l,min}$$

Donde:

$$r_{l,min} = 0.0028$$

$$0.00392 \geq 0.00280 \quad \checkmark$$

$$r_{l,min} : \underline{0.00280}$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \frac{W_1}{z} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{f_{yd}}$$

Siendo:

W_1 : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

z : Brazo mecánico.

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} = \max\{(1.6 \cdot h / 1000) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m}\}$$

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

h : Canto de la sección.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$12.85 \text{ cm}^2 \geq 5.11 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,min} : \underline{5.11} \text{ cm}^2$$

$$W_1 : \underline{44642.13} \text{ cm}^3$$

$$z : \underline{582.30} \text{ mm}$$

$$f_{ct,m,fl} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ct,m} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.133} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{18.381} \text{ t}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{138.502} \text{ t}$$

$$h_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.485} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{18.381} \text{ t}$$

Viga 1

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{37.929} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.947 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(G2)+0.9·V(+Yexc.-)+0.9·V90(Exterior)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \beta}{1 + \cot \alpha \cot \beta}$$

$$V_{u1} : \underline{138.502} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} \leq 0 \Rightarrow K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{-9.08} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d \cdot A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{7.79} \text{ cm}^2 \quad f_{yd} :$$

Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{ck}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.947 m', para la combinación de hipótesis

"1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa(G2)+0.9·V(+Yexc.-)+0.9·V90(Exterior)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} : \underline{37.929} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = 0.075 \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d + 0.15 \cdot s'_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{12.270} \text{ t}$$

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} : \underline{28.689} \text{ t}$$

Viga 1

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \beta) \cdot A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.

f_{yα,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_α.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

β: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

z: Brazo mecánico.

$$\begin{aligned} A_{\alpha} &: \underline{12.08} \text{ cm}^2/\text{m} \\ f_{y\alpha,d} &: \underline{4077.47} \text{ kp/cm}^2 \\ \alpha &: \underline{90.0} \text{ grados} \\ \beta &: \underline{45.0} \text{ grados} \\ z &: \underline{582.30} \text{ mm} \end{aligned}$$

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\lambda} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{cv}} \right)^{1.3} + 0.15 \cdot s'_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{cu} : \underline{9.240} \text{ t}$$

Donde:

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

λ: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

s': Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\lambda = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

$$\lambda : \underline{1.5}$$

$$s' : \underline{1.56}$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \cdot \lambda \cdot 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

s'_{cd}: Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

$$s'_{cd} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

$$r_l : \underline{0.0057}$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{12.85} \text{ cm}^2$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{ut} \leq 0.75 \cdot d \cdot \left(1 + \cot \alpha \right) \leq 600 \text{ mm}$$

$$130 \text{ mm} \leq 485 \text{ mm}$$



Viga 1

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$270 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\alpha \frac{A_s \alpha f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m} b_0}{7.5} \alpha$$

$$53.5526 \geq 13.7786 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza.

$$A_s : \underline{12.08} \text{ cm}^2/\text{m}$$

f_{y α ,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_s.

$$f_{y\alpha,d} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

f_{ct,m}: Resistencia media a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.083} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1,y}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,y} : \underline{13.292} \text{ t}$$

V_{u1,y}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{159.809} \text{ t}$$

$$h_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.357} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2,y}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,y} : \underline{13.292} \text{ t}$$

V_{u2,y}: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{37.218} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.947 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

$$V_{u1} = K_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \beta}{1 + \cot^2 \alpha}$$

$$V_{u1} : \underline{159.809} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} \leq 0 \cdot K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{-10.45} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} = \frac{N_d \cdot A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.
Resistencia de cálculo del acero.

$$A'_s : \underline{7.79} \text{ cm}^2 \quad f_{yd} :$$

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \cdot f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.947 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} : \underline{37.218} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = 0.075 \cdot \frac{f_{ck}^{3/2} \cdot b_0 \cdot d}{\gamma_c} + 0.15 \cdot s'_{cd} \cdot A_{tr} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{14.158} \text{ t}$$

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} : \underline{28.689} \text{ t}$$

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \beta) \cdot A_{tr} \cdot f_{ytr,d}$$

Donde:

A_{tr}: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_{tr} con la directriz de la pieza.

$$A_{tr} : \underline{12.08} \text{ cm}^2/\text{m}$$

f_{ytr,d}: Resistencia de cálculo de la armadura A_{tr}.

$$f_{ytr,d} : \underline{4077.47} \text{ kp/cm}^2$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

β : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\beta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

z: Brazo mecánico.

$$z : \underline{582.30} \text{ mm}$$

Viga 1

V_{cu} : Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \beta_c \left(\frac{0.15}{\beta_c} \right) \left(\frac{100 \rho_s f_{ck}}{s} \right)^{1.3} + 0.15 \rho_s \beta_c b_0 d$$

$V_{cu} : \underline{8.529} \text{ t}$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$d : \underline{647.00} \text{ mm}$

β_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$\beta_c : \underline{1.3}$

β : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$\beta : \underline{1.56}$

$$\beta = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$

s'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$s'_{cd} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$

$$s'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$N_d : \underline{0.000} \text{ t}$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$A_c : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$

ρ_s : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$\rho_s : \underline{0.0057}$

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_0 d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$A_s : \underline{12.85} \text{ cm}^2$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

$$s_t \leq \frac{1}{5} s_u \leq 0.75 d \left(1 + \cot \theta \right) \leq 600 \text{ mm}$$

130 mm \leq 485 mm ✓

Donde:

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$d : \underline{647.00} \text{ mm}$

θ : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$\theta : \underline{90.0} \text{ grados}$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

270 mm \leq 500 mm ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

$$\frac{A_{es} \cdot f_{y^{es,d}}}{\sin \alpha} \leq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

$$61.5855 \leq 13.7786$$



Donde:

A_{es}: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_{es} con la directriz de la pieza.

f_{y^{es,d}}: Resistencia de cálculo de la armadura A_{es}.

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

f_{ct,m}: Resistencia media a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$A_{es} : \underline{12.08} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$f_{y^{es,d}} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$b_0 : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.999 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.743}$$

Comprobación de resistencia de la sección (h₁)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : \underline{26.397} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento.

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{35.519} \text{ t}\cdot\text{m}$$

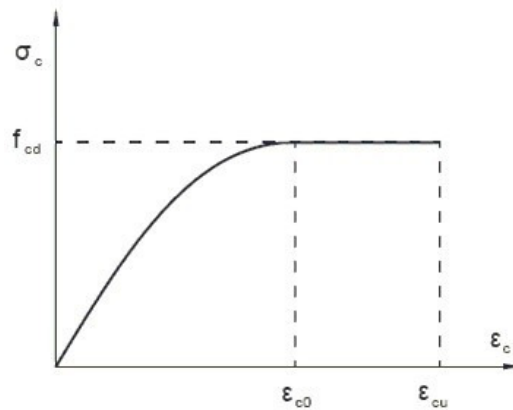
$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 1



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \eta \cdot \eta_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

η_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

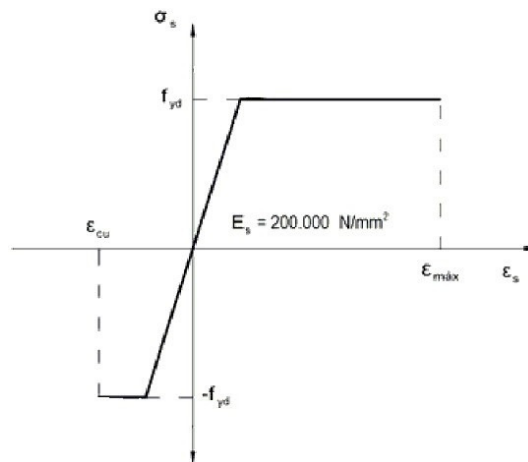
$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

$$\eta_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

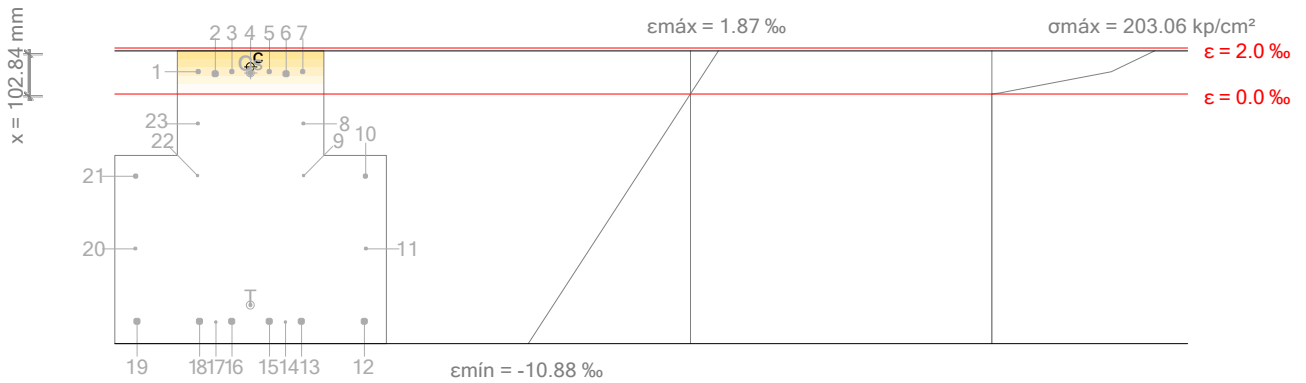
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Viga 1

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-125.00	344.41	+1962.53	+0.000963
2	Ø20	-85.00	339.41	+1776.82	+0.000872
3	Ø10	-45.00	344.41	+1962.53	+0.000963
4	Ø16	0.00	341.41	+1851.10	+0.000908
5	Ø10	45.00	344.41	+1962.53	+0.000963
6	Ø20	85.00	339.41	+1776.82	+0.000872
7	Ø10	125.00	344.41	+1962.53	+0.000963
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.001296
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.003555
10	Ø10	275.00	94.41	-4432.04	-0.003592
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.006753
12	Ø16	272.00	-252.59	-4432.04	-0.009914
13	Ø16	122.00	-252.59	-4432.04	-0.009914
14	Ø12	83.50	-254.59	-4432.04	-0.009950
15	Ø16	45.00	-252.59	-4432.04	-0.009914
16	Ø16	-45.00	-252.59	-4432.04	-0.009914
17	Ø12	-83.50	-254.59	-4432.04	-0.009950
18	Ø16	-122.00	-252.59	-4432.04	-0.009914
19	Ø16	-272.00	-252.59	-4432.04	-0.009914
20	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.006753
21	Ø10	-275.00	94.41	-4432.04	-0.003592
22	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.003555
23	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.001296

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	47.276	0.00	356.24
Cs	15.392	0.00	341.70

Viga 1

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
T	62.669	0.00	-214.12

$$N_{Rd} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{Rd,x} : \underline{35.519} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{47.276} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{15.392} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{62.669} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{356.24} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{341.70} \text{ mm}$$

e_r: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{r,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{r,y} : \underline{-214.12} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0019}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

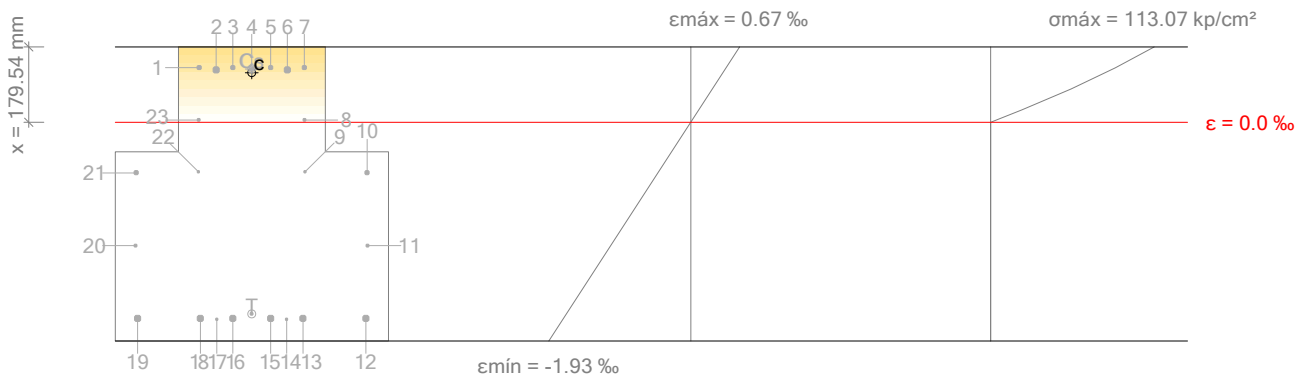
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{203.06} \text{ kp/cm}^2$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-125.00	344.41	+978.59	+0.000480
2	Ø20	-85.00	339.41	+940.81	+0.000461
3	Ø10	-45.00	344.41	+978.59	+0.000480
4	Ø16	0.00	341.41	+955.92	+0.000469
5	Ø10	45.00	344.41	+978.59	+0.000480
6	Ø20	85.00	339.41	+940.81	+0.000461
7	Ø10	125.00	344.41	+978.59	+0.000480
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	+0.000021
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.000439

Viga 1

10	Ø10	275.00	94.41	-909.93	-0.000446
----	-----	--------	-------	---------	-----------

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.001089
12	Ø16	272.00	-252.59	-3531.19	-0.001732
13	Ø16	122.00	-252.59	-3531.19	-0.001732
14	Ø12	83.50	-254.59	-3546.29	-0.001739
15	Ø16	45.00	-252.59	-3531.19	-0.001732
16	Ø16	-45.00	-252.59	-3531.19	-0.001732
17	Ø12	-83.50	-254.59	-3546.29	-0.001739
18	Ø16	-122.00	-252.59	-3531.19	-0.001732
19	Ø16	-272.00	-252.59	-3531.19	-0.001732
20	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.001089
21	Ø10	-275.00	94.41	-909.93	-0.000446
22	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.000439
23	Ø8	-126.00	220.41	0.00	+0.000021

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	37.890	0.00	332.69
C _s	7.931	0.00	341.63
T	45.821	0.00	-241.85

$$N_{ed} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{ed,x} : \underline{26.397} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot \eta$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{37.890} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{7.931} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{45.821} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{332.69} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{341.63} \text{ mm}$$

e_r: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{r,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{r,y} : \underline{-241.85} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0017}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{113.07} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{3546.29} \text{ kp/cm}^2$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.999 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h_1 : 0.471 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

N_{ed} : 0.000 t

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x}$: 19.244 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

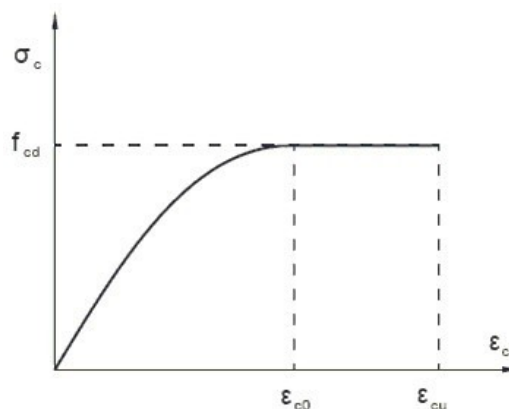
$M_{Rd,x}$: 40.829 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 235.24 kp/cm²

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cd} : 0.0020

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Viga 1

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

γ_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

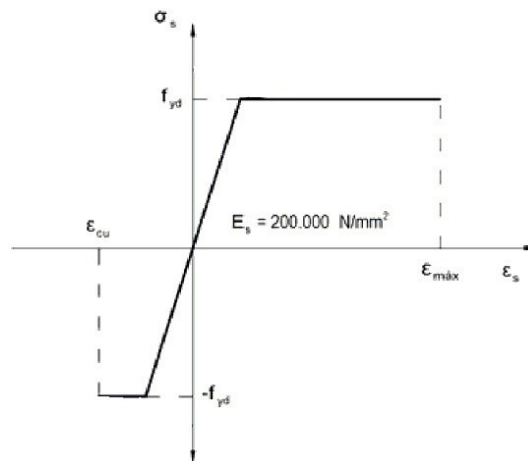
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

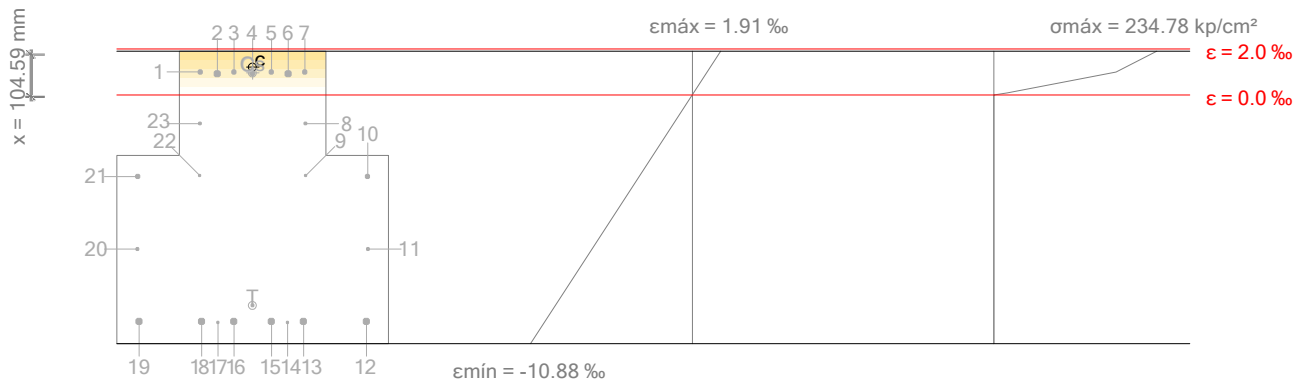
$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-125.00	344.41	+2034.21	+0.000998
2	Ø20	-85.00	339.41	+1847.90	+0.000906
3	Ø10	-45.00	344.41	+2034.21	+0.000998
4	Ø16	0.00	341.41	+1922.43	+0.000943
5	Ø10	45.00	344.41	+2034.21	+0.000998
6	Ø20	85.00	339.41	+1847.90	+0.000906
7	Ø10	125.00	344.41	+2034.21	+0.000998
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.001269
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.003535
10	Ø10	275.00	94.41	-5096.84	-0.003571
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.006742
12	Ø16	272.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
13	Ø16	122.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
14	Ø12	83.50	-254.59	-5096.84	-0.009950
15	Ø16	45.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
16	Ø16	-45.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
17	Ø12	-83.50	-254.59	-5096.84	-0.009950
18	Ø16	-122.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
19	Ø16	-272.00	-252.59	-5096.84	-0.009913
20	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.006742
21	Ø10	-275.00	94.41	-5096.84	-0.003571
22	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.003535
23	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.001269

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	56.085	0.00	355.47
C _s	15.984	0.00	341.69
T	72.069	0.00	-214.12

$$N_{Rd} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

Viga 1

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_T$$

$$M_{Rd,x} : \underline{40.829} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{56.085} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{15.984} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{72.069} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{355.47} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{341.69} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-214.12} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0019}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

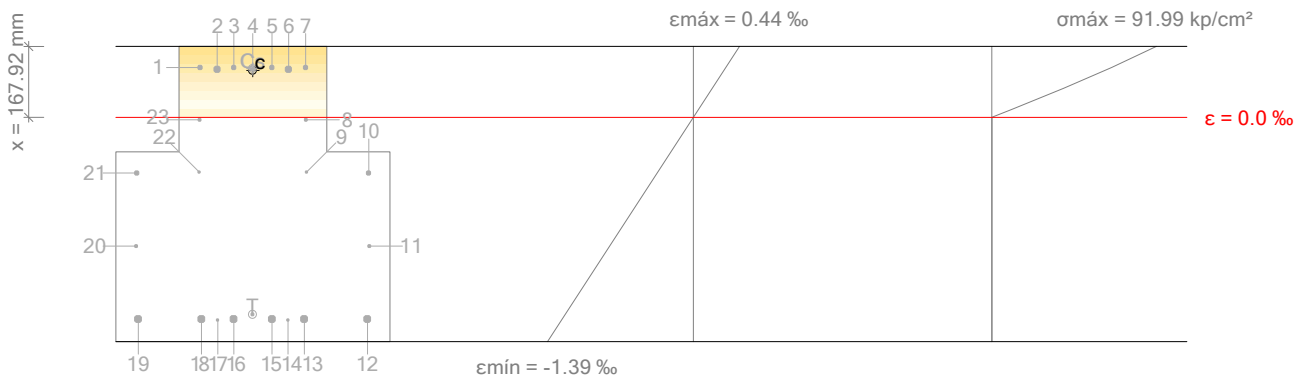
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{234.78} \text{ kp/cm}^2$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø10	-125.00	344.41	+628.94	+0.000308
2	Ø20	-85.00	339.41	+602.27	+0.000295
3	Ø10	-45.00	344.41	+628.94	+0.000308
4	Ø16	0.00	341.41	+612.94	+0.000301
5	Ø10	45.00	344.41	+628.94	+0.000308
6	Ø20	85.00	339.41	+602.27	+0.000295
7	Ø10	125.00	344.41	+628.94	+0.000308
8	Ø8	126.00	220.41	0.00	-0.000016
9	Ø6	127.00	96.41	0.00	-0.000340
10	Ø10	275.00	94.41	-704.50	-0.000346
11	Ø8	276.00	-79.09	0.00	-0.000799
12	Ø16	272.00	-252.59	-2555.31	-0.001253
13	Ø16	122.00	-252.59	-2555.31	-0.001253

Viga 1

14	Ø12	83.50	-254.59	-2565.98	-0.001259
----	-----	-------	---------	----------	-----------

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
15	Ø16	45.00	-252.59	-2555.31	-0.001253
16	Ø16	-45.00	-252.59	-2555.31	-0.001253
17	Ø12	-83.50	-254.59	-2565.98	-0.001259
18	Ø16	-122.00	-252.59	-2555.31	-0.001253
19	Ø16	-272.00	-252.59	-2555.31	-0.001253
20	Ø8	-276.00	-79.09	0.00	-0.000799
21	Ø10	-275.00	94.41	-704.50	-0.000346
22	Ø6	-127.00	96.41	0.00	-0.000340
23	Ø8	-126.00	220.41	0.00	-0.000016

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	28.144	0.00	337.33
Cs	5.086	0.00	341.64
T	33.230	0.00	-241.11

$$N_{ed} = C_c + C_s \cdot T$$

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} \cdot T \cdot e_T$$

$$M_{ed,x} : \underline{19.244} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} \cdot T \cdot e_T$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$e_{T,x}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{28.144} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.086} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{33.230} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{337.33} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{341.64} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-241.11} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0013}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{91.99} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{2565.98} \text{ kp/cm}^2$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.399 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-SX-0.3-SY".

Se debe satisfacer:

$$h_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.044} \quad \checkmark$$

Donde:

T_d : Momento torsor de cálculo.

$$T_d : \underline{0.588} \text{ t}\cdot\text{m}$$

T_{u1} : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.

$$T_{u1} : \underline{13.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K_{1cd} \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\text{ctg} \alpha}{1 + \text{ctg}^2 \alpha}$$

Donde:

f_{1cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} : \underline{141} \text{ kp/cm}^2$$

K : Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

α : Coeficiente que depende de la disposición de estribos.

$$\alpha : \underline{0.60}$$

α : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{45.0} \text{ grados}$$

A_e : Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$A_e : \underline{1361.11} \text{ cm}^2$$

h_e : Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$h_e : \underline{116.67} \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{A}{u} \cdot 2 \cdot c$$

A : Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

$$A : \underline{2450.00} \text{ cm}^2$$

u : Perímetro exterior de la sección transversal.

$$u : \underline{2100.00} \text{ mm}$$

c : Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

$$c : \underline{52.22} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_símimos se producen en '5.600 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$h = \frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_{rd}}{V_{u1}} \leq 1$$

$$h_1 : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.

$$T_d : \underline{0.588} \text{ t}\cdot\text{m}$$

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.

$$T_{u1} : \underline{13.448} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd} : \underline{15.968} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{296.789} \text{ t}\cdot\text{m}$$

α : Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz.

$$\alpha : \underline{1.64}$$

$$\alpha = 2 \alpha_1 \frac{h_e}{b}$$

Donde:

b: Ancho del elemento

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).

$$h_e : \underline{116.67} \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{A}{2 \alpha c}$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

$$A : \underline{3800.00} \text{ cm}^2$$

u: Perímetro exterior de la sección transversal.

$$u : \underline{2700.00} \text{ mm}$$

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

$$c : \underline{52.22} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

La luz del vano no será menor que cuatro veces el canto útil del elemento (Anejo 10, Artículo 6.2):

$$l \geq 4 d$$

$$5.600 \text{ m} \geq 2.588 \text{ m} \quad \checkmark$$

Donde:

l: Longitud de la viga.

$$l : \underline{5.600} \text{ m}$$

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{647.00} \text{ mm}$$

La relación ancho/canto no será menor que 0.3 (Anejo 10, Artículo 6.2):

$$\frac{b}{h} \geq 0,3$$

$$0.929 \geq 0.300 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección.

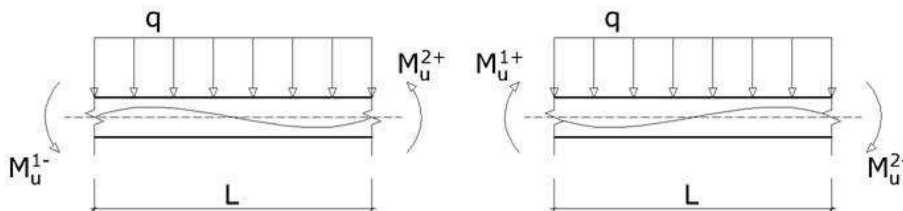
$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (EHE-08)

Se debe prevenir la rotura por cortante en vigas que pueda impedir que se desarrolle todo el comportamiento dúctil a flexión del elemento (Anejo 10, Artículo 5.1.1).



Se debe satisfacer:

$$V_u \leq V_{sd}$$

$$37.22 \text{ t} \leq 31.46 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante de agotamiento.

$$V_u : \underline{37.22} \text{ t}$$

V_{sd}: Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{sd} : \underline{31.46} \text{ t}$$

$$V_{s1} = \frac{q L}{2} + \gamma_{SR} \left[\frac{M_u^{1+} + M_u^{2+}}{L} \right]$$

$$V_{s1} : \underline{31.46} \text{ t}$$

$$V_{s2} = \frac{q L}{2} + \gamma_{SR} \left[\frac{M_u^{1-} + M_u^{2-}}{L} \right]$$

$$V_{s2} : \underline{31.46} \text{ t}$$

Siendo:

Viga 1

q: Carga distribuida. *

L: Luz libre del elemento.

M_u¹: Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

Extremo final:

γ_{SR}: Factor de sobrerresistencia.

*Nota: El valor de la carga distribuida q, se ha estimado a partir de los esfuerzos cortantes en los extremos, debidos a las masas que actúan durante la acción sísmica.

$$q : \underline{5.88} \text{ t/m}$$

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

$$M_u^{1+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{1-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

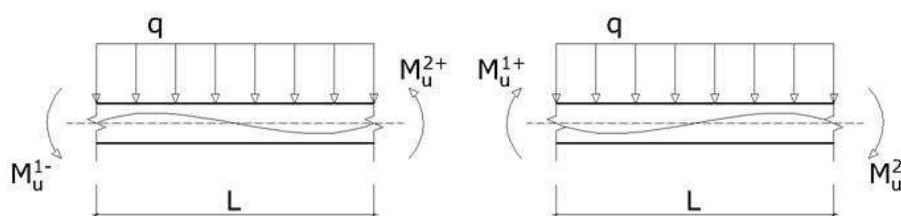
$$M_u^{2-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_{SR} : \underline{1.35}$$

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

Debe procurarse en las vigas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior a la del momento (Artículo 4.2.3).



Se debe satisfacer:

$$V_u \geq V_{sd}$$

$$37.22 \text{ t} \geq 27.57 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante de agotamiento.

$$V_u : \underline{37.22} \text{ t}$$

V_{sd}: Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{sd} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$V_{s1} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_u^{1+} + M_u^{2+}}{L}$$

$$V_{s1} : \underline{27.57} \text{ t}$$

$$V_{s2} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_u^{1-} + M_u^{2-}}{L}$$

$$V_{s2} : \underline{27.57} \text{ t}$$

Siendo:

q: Carga distribuida. *

$$q : \underline{5.88} \text{ t/m}$$

L: Luz libre del elemento.

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

M_u¹: Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

$$M_u^{1+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Extremo final:

$$M_u^{1-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2+} : \underline{34.47} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2-} : \underline{27.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

*Nota: El valor de la carga distribuida q, se ha estimado a partir de los esfuerzos cortantes en los extremos, debidos a las masas que actúan durante la acción sísmica.

Viga 1

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Viga 1

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

P29 - P30

Fisuración por compresión (EHE-08, Artículo 49.2.1)

Se debe satisfacer:

$$s_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$$

$$118.71 \text{ kp/cm}^2 \leq 215.55 \text{ kp/cm}^2 \quad \checkmark$$

La tensión de compresión máxima se produce en un punto situado a una distancia de 2.600 m del nudo P29, para la combinación de acciones PP+CM.

Donde:

s_c : Tensión de compresión del hormigón.

$$s_c : \underline{118.71} \text{ kp/cm}^2$$

$f_{ck,j}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 'j' días. Se adopta $j = 120$.

$$f_{ck,j} : \underline{359.25} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck,j} = \eta_{cc} \cdot f_{ck,28} + 8 \text{ MPa} \cdot (\eta_{cc} - 1)$$

Donde:

$f_{ck,28}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días.

$$f_{ck,28} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

η_{cc} : Coeficiente que depende de la edad del hormigón.

$$\eta_{cc} : \underline{1.14}$$

$$\eta_{cc} = e^{s \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{28}{j}}}$$

Donde:

s : Coeficiente que depende del tipo de cemento. Se adopta el valor correspondiente a cementos normales.

$$s : \underline{0.25}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de la combinación:

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

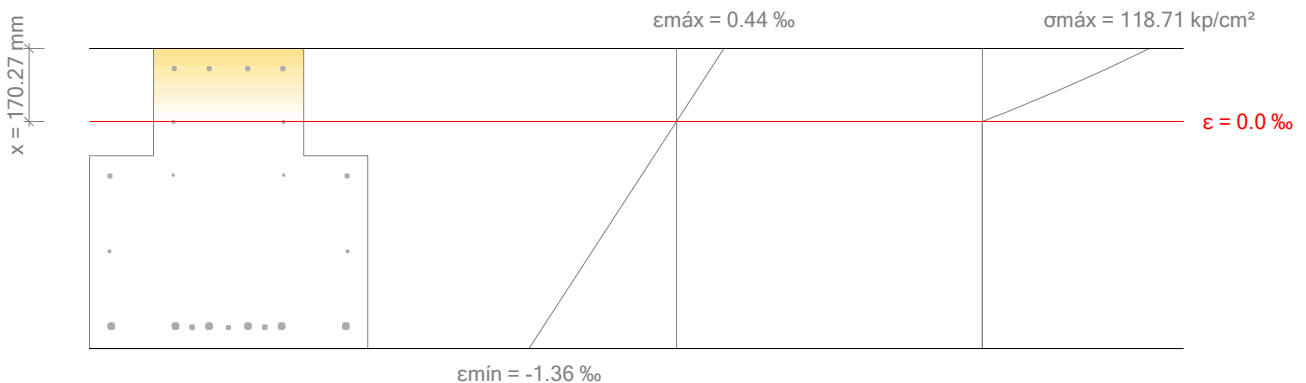
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{22.614} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Fisuración por tracción: Cara superior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral derecha del alma (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara superior del ala derecha (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral del ala derecha (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$$w_k \leq w_{max}$$

$$0.271 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 2.600 m del nudo P29, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 274.00 mm, Y = -254.59 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2.

$$W_{max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura.

$$W_k : \underline{0.271} \text{ mm}$$

$$w_k = \sigma \cdot s_m \cdot e_{sm}$$

Siendo:

σ : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

$$\sigma : \underline{1.70}$$

s_m: Separación media entre fisuras.

$$s_m : \underline{161.46} \text{ mm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot \frac{\sigma \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$$c : \underline{43.00} \text{ mm}$$

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección.

$$s : \underline{72.22} \text{ mm}$$

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección.

$$\text{Ø} : \underline{16.00} \text{ mm}$$

k₁: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$$k_1 : \underline{0.124}$$

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{s_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

s_{ct,m}: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$$s_{ct,m} : \underline{14.69} \text{ kp/cm}^2$$

Viga 1

$$s_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} : \underline{28.602} \text{ t}$$

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} : \underline{194715.93} \text{ mm}^2$$

f_{ct,m,fl}: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

A_{c,eficaz}: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eficaz} : \underline{115821.00} \text{ mm}^2$$

A_s: Área de la armadura traccionada.

$$A_s : \underline{1511.10} \text{ mm}^2$$

e_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$e_{sm} : \underline{0.000988}$$

$$e_{sm} = \frac{s_s}{E_s} \left[1 + k_2 \frac{s_{sr}^2}{s_s} \right] 0.4 \frac{s_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

k₂: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes.

$$k_2 : \underline{0.50}$$

s_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$s_s : \underline{2497.00} \text{ kp/cm}^2$$

s_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$s_{sr} : \underline{1552.84} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

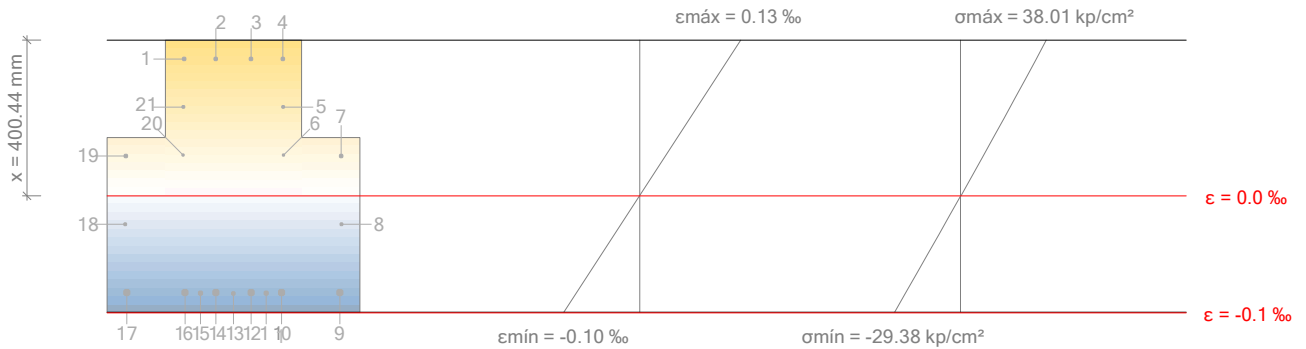
M_{td,x}: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{td,y}: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : \underline{14.091} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm ²)	ϵ
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000023
9	Ø16	274.00	-254.59	-162.51	-0.000080
10	Ø16	124.00	-254.59	-162.51	-0.000080
11	Ø12	84.67	-256.59	-163.82	-0.000080
12	Ø16	45.33	-254.59	-162.51	-0.000080
13	Ø10	0.00	-257.59	-164.47	-0.000081
14	Ø16	-45.33	-254.59	-162.51	-0.000080
15	Ø12	-84.67	-256.59	-163.82	-0.000080
16	Ø16	-124.00	-254.59	-162.51	-0.000080
17	Ø16	-274.00	-254.59	-162.51	-0.000080
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000023

Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

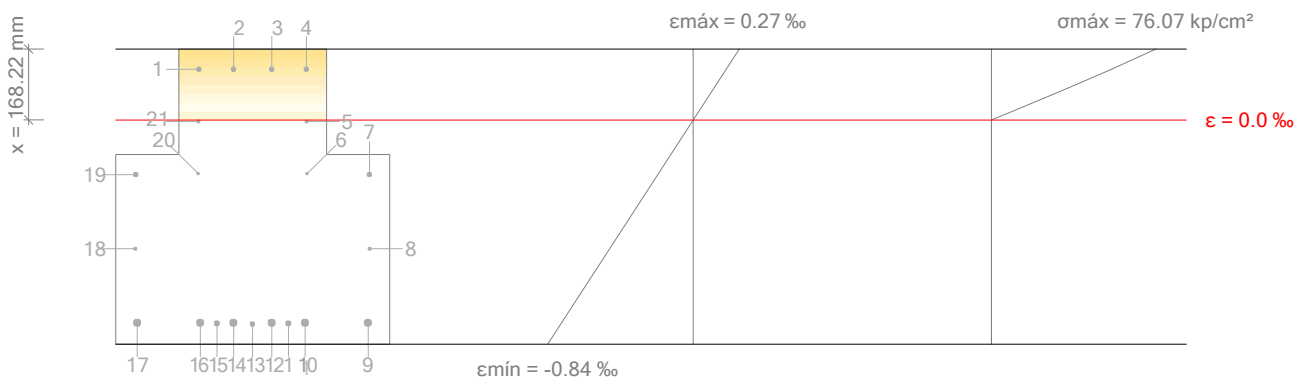
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,y} : \underline{14.091} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_{sr} (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	-0.000006
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.000202
7	Ø10	277.00	96.41	-419.17	-0.000206
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000484
9	Ø16	274.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
10	Ø16	124.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
11	Ø12	84.67	-256.59	-1559.30	-0.000765
12	Ø16	45.33	-254.59	-1552.84	-0.000762
13	Ø10	0.00	-257.59	-1562.53	-0.000766
14	Ø16	-45.33	-254.59	-1552.84	-0.000762
15	Ø12	-84.67	-256.59	-1559.30	-0.000765
16	Ø16	-124.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
17	Ø16	-274.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000484
19	Ø10	-277.00	96.41	-419.17	-0.000206
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.000202
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	-0.000006

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

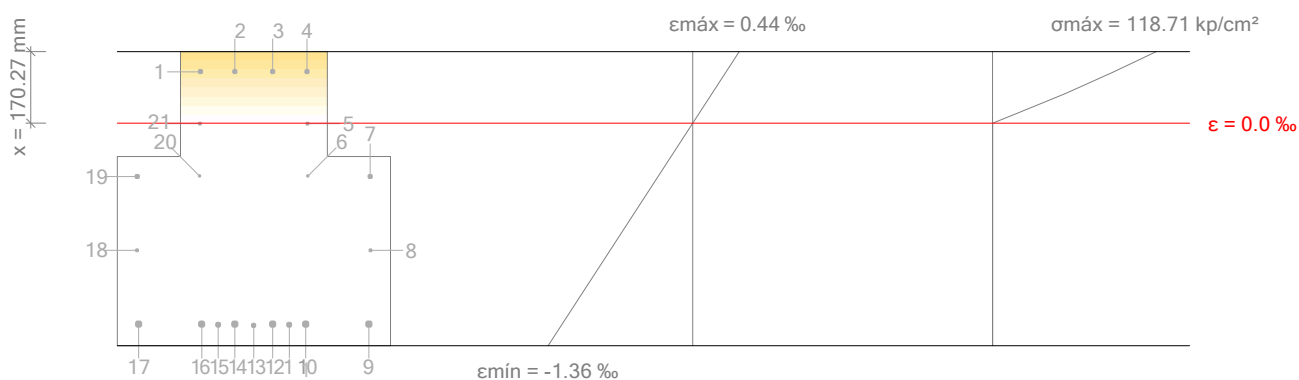
N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.000 t·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 22.614 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	-0.000004
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.000322
7	Ø10	277.00	96.41	-666.24	-0.000327
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000776
9	Ø16	274.00	-254.59	-2497.00	-0.001225

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
10	Ø16	124.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
11	Ø12	84.67	-256.59	-2507.43	-0.001230
12	Ø16	45.33	-254.59	-2497.00	-0.001225
13	Ø10	0.00	-257.59	-2512.65	-0.001232
14	Ø16	-45.33	-254.59	-2497.00	-0.001225
15	Ø12	-84.67	-256.59	-2507.43	-0.001230
16	Ø16	-124.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
17	Ø16	-274.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000776
19	Ø10	-277.00	96.41	-666.24	-0.000327
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.000322
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	-0.000004

Fisuración por tracción: Cara inferior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$$W_k \leq W_{max}$$

$$0.273 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 2.600 m del nudo P29, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -257.59 mm.

Donde:

W_{max} : Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2.

$$W_{max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Designación del tipo de ambiente: I

W_k : Abertura característica de fisura.

$$W_k : \underline{0.273} \text{ mm}$$

$$W_k = \gamma \cdot s_m \cdot e_{sm}$$

Siendo:

γ : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

$$\gamma : \underline{1.70}$$

s_m : Separación media entre fisuras.

$$s_m : \underline{161.46} \text{ mm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot \frac{\sum \sigma_s \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c : Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$$c : \underline{43.00} \text{ mm}$$

s : Distancia media entre las barras traccionadas de la sección.

$$s : \underline{72.22} \text{ mm}$$

σ : Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección.

$$\sigma : \underline{16.00} \text{ mm}$$

k_1 : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$$k_1 : \underline{0.124}$$

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Viga 1

Donde:

$s_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$$s_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

$$s_{ct,m} : \underline{14.69} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_{ct} : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} : \underline{28.602} \text{ t}$$

A_{ct} : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} : \underline{194715.93} \text{ mm}^2$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eficaz} : \underline{115821.00} \text{ mm}^2$$

A_s : Área de la armadura traccionada.

$$A_s : \underline{1511.10} \text{ mm}^2$$

e_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$e_{sm} : \underline{0.000994}$$

$$e_{sm} = \frac{s_s}{E_s} \left[1 + k_2 \frac{s_{sr}^2}{s_s^2} \right] 0.4 \frac{s_s}{E_s}$$

Donde:

E_s : Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

k_2 : Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes.

$$k_2 : \underline{0.50}$$

s_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$s_s : \underline{2512.65} \text{ kp/cm}^2$$

s_{sr} : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$s_{sr} : \underline{1562.53} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

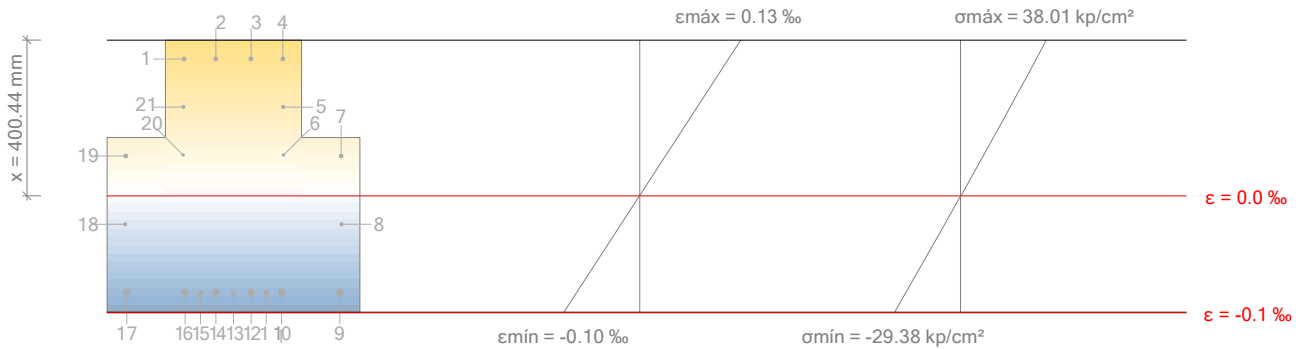
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : \underline{14.091} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm ²)	ϵ
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000023
9	Ø16	274.00	-254.59	-162.51	-0.000080
10	Ø16	124.00	-254.59	-162.51	-0.000080
11	Ø12	84.67	-256.59	-163.82	-0.000080
12	Ø16	45.33	-254.59	-162.51	-0.000080
13	Ø10	0.00	-257.59	-164.47	-0.000081
14	Ø16	-45.33	-254.59	-162.51	-0.000080
15	Ø12	-84.67	-256.59	-163.82	-0.000080
16	Ø16	-124.00	-254.59	-162.51	-0.000080
17	Ø16	-274.00	-254.59	-162.51	-0.000080
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000023

Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

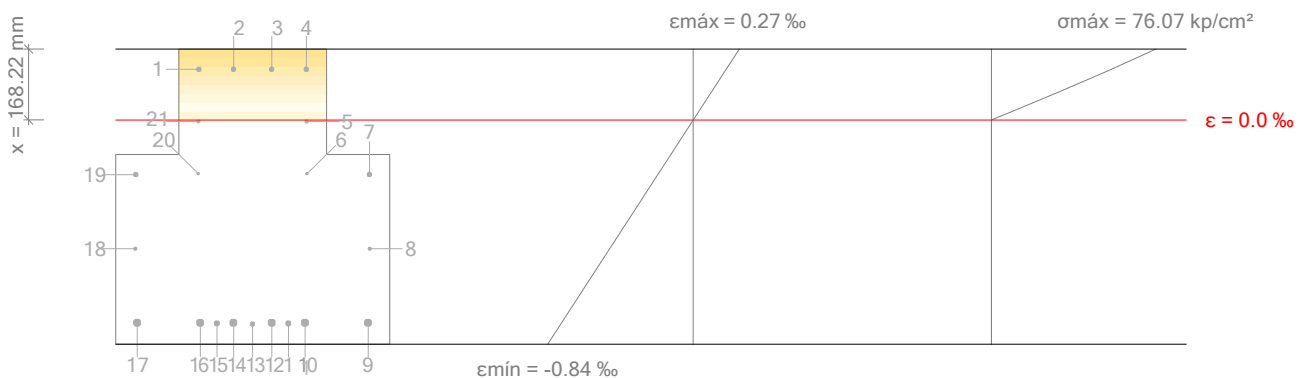
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,y} : \underline{14.091} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_{sr} (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	-0.000006
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.000202
7	Ø10	277.00	96.41	-419.17	-0.000206
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000484
9	Ø16	274.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
10	Ø16	124.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
11	Ø12	84.67	-256.59	-1559.30	-0.000765
12	Ø16	45.33	-254.59	-1552.84	-0.000762
13	Ø10	0.00	-257.59	-1562.53	-0.000766
14	Ø16	-45.33	-254.59	-1552.84	-0.000762
15	Ø12	-84.67	-256.59	-1559.30	-0.000765
16	Ø16	-124.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
17	Ø16	-274.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000484
19	Ø10	-277.00	96.41	-419.17	-0.000206
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.000202
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	-0.000006

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

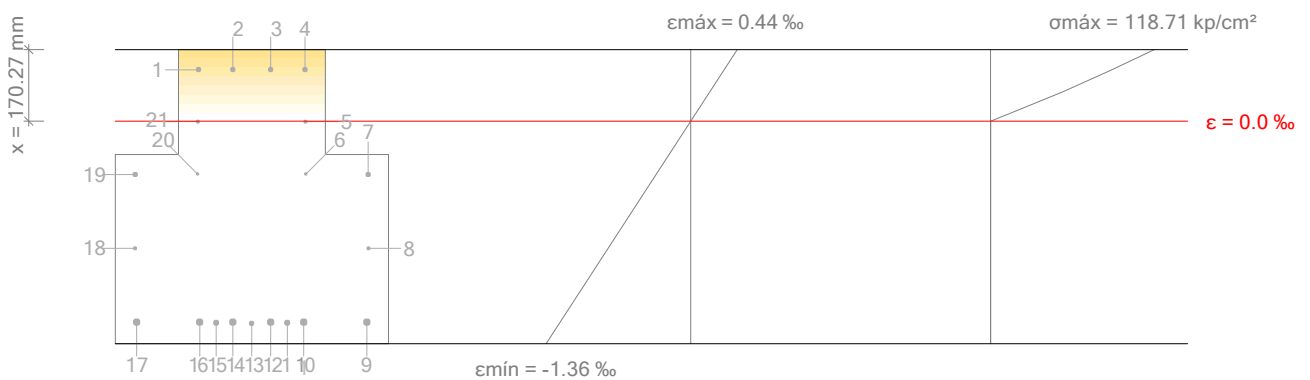
N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.000 t·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 22.614 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	-0.000004
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.000322
7	Ø10	277.00	96.41	-666.24	-0.000327
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000776
9	Ø16	274.00	-254.59	-2497.00	-0.001225

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
10	Ø16	124.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
11	Ø12	84.67	-256.59	-2507.43	-0.001230
12	Ø16	45.33	-254.59	-2497.00	-0.001225
13	Ø10	0.00	-257.59	-2512.65	-0.001232
14	Ø16	-45.33	-254.59	-2497.00	-0.001225
15	Ø12	-84.67	-256.59	-2507.43	-0.001230
16	Ø16	-124.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
17	Ø16	-274.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000776
19	Ø10	-277.00	96.41	-666.24	-0.000327
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.000322
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	-0.000004

Fisuración por tracción: Cara lateral del ala izquierda (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$$W_k \leq W_{max}$$

$$0.271 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 2.600 m del nudo P29, para la combinación de acciones PP+CM. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -274.00 mm, Y = -254.59 mm.

Donde:

W_{max} : Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2.

$$W_{max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Designación del tipo de ambiente: I

W_k : Abertura característica de fisura.

$$W_k : \underline{0.271} \text{ mm}$$

$$W_k = \alpha \cdot s_m \cdot e_{sm}$$

Siendo:

α : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

$$\alpha : \underline{1.70}$$

s_m : Separación media entre fisuras.

$$s_m : \underline{161.46} \text{ mm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot \frac{\sum \sigma_{ct,m}}{A_s} \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

c : Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$$c : \underline{43.00} \text{ mm}$$

s : Distancia media entre las barras traccionadas de la sección.

$$s : \underline{72.22} \text{ mm}$$

σ : Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección.

$$\sigma : \underline{16.00} \text{ mm}$$

k_1 : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$$k_1 : \underline{0.124}$$

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Viga 1

Donde:

$s_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$$s_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

$$s_{ct,m} : \underline{14.69} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_{ct} : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} : \underline{28.602} \text{ t}$$

A_{ct} : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} : \underline{194715.93} \text{ mm}^2$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{29.53} \text{ kp/cm}^2$$

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eficaz} : \underline{115821.00} \text{ mm}^2$$

A_s : Área de la armadura traccionada.

$$A_s : \underline{1511.10} \text{ mm}^2$$

e_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$e_{sm} : \underline{0.000988}$$

$$e_{sm} = \frac{s_s}{E_s} \left[1 + k_2 \frac{s_{sr}^2}{s_s^2} \right] 0.4 \frac{s_s}{E_s}$$

Donde:

E_s : Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

k_2 : Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes.

$$k_2 : \underline{0.50}$$

s_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$s_s : \underline{2497.00} \text{ kp/cm}^2$$

s_{sr} : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$s_{sr} : \underline{1552.84} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

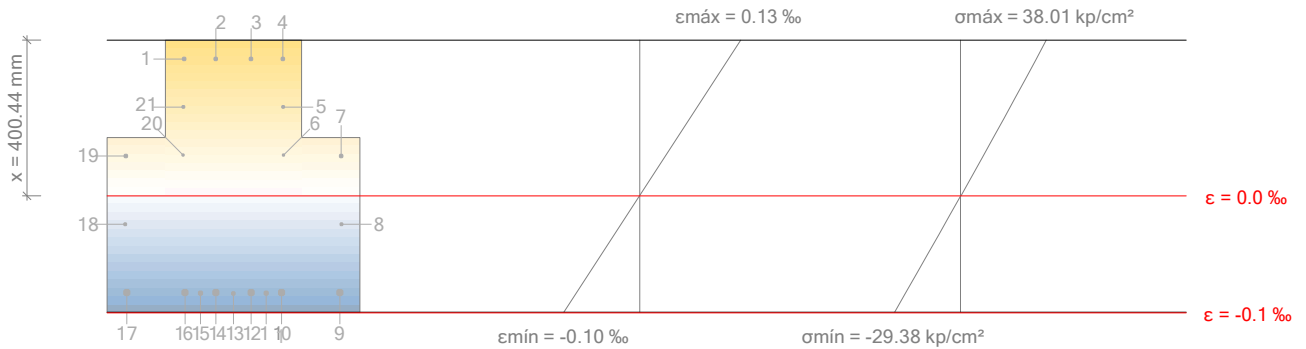
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : \underline{14.091} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm ²)	ϵ
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000023
9	Ø16	274.00	-254.59	-162.51	-0.000080
10	Ø16	124.00	-254.59	-162.51	-0.000080
11	Ø12	84.67	-256.59	-163.82	-0.000080
12	Ø16	45.33	-254.59	-162.51	-0.000080
13	Ø10	0.00	-257.59	-164.47	-0.000081
14	Ø16	-45.33	-254.59	-162.51	-0.000080
15	Ø12	-84.67	-256.59	-163.82	-0.000080
16	Ø16	-124.00	-254.59	-162.51	-0.000080
17	Ø16	-274.00	-254.59	-162.51	-0.000080
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000023

Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

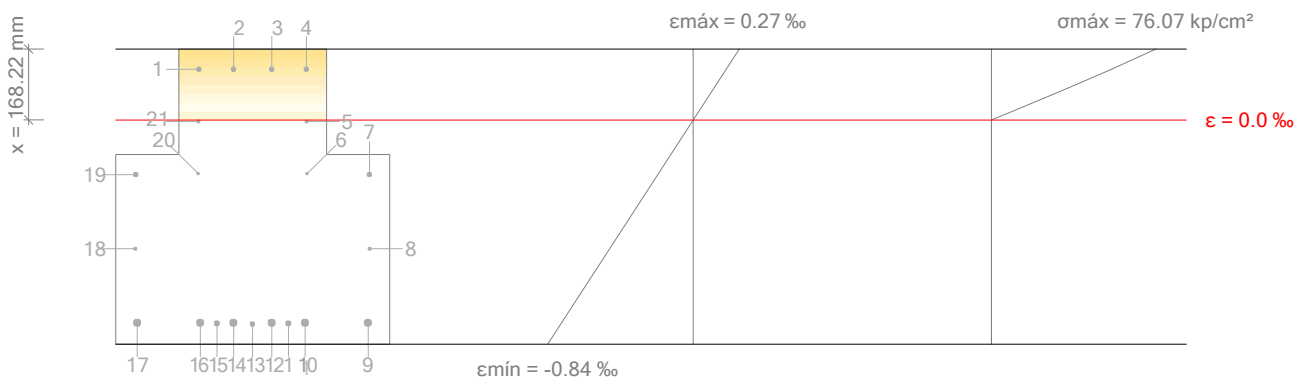
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,y} : \underline{14.091} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_{sr} (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	-0.000006
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.000202
7	Ø10	277.00	96.41	-419.17	-0.000206
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000484
9	Ø16	274.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
10	Ø16	124.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
11	Ø12	84.67	-256.59	-1559.30	-0.000765
12	Ø16	45.33	-254.59	-1552.84	-0.000762
13	Ø10	0.00	-257.59	-1562.53	-0.000766
14	Ø16	-45.33	-254.59	-1552.84	-0.000762
15	Ø12	-84.67	-256.59	-1559.30	-0.000765
16	Ø16	-124.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
17	Ø16	-274.00	-254.59	-1552.84	-0.000762
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000484
19	Ø10	-277.00	96.41	-419.17	-0.000206
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.000202
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	-0.000006

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

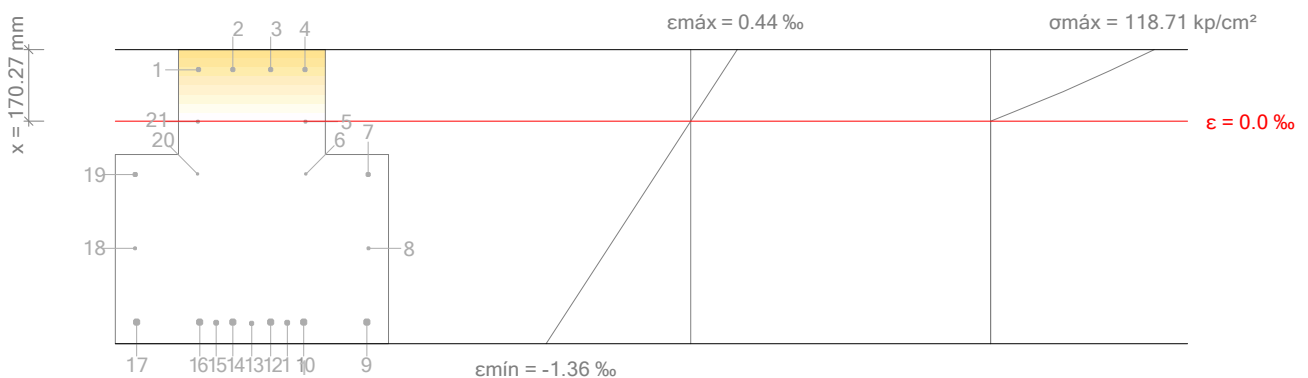
N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.000 t·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 22.614 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø8	128.00	222.41	0.00	-0.000004
6	Ø6	129.00	98.41	0.00	-0.000322
7	Ø10	277.00	96.41	-666.24	-0.000327
8	Ø8	278.00	-79.09	0.00	-0.000776
9	Ø16	274.00	-254.59	-2497.00	-0.001225

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kp/cm ²)	ϵ
10	Ø16	124.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
11	Ø12	84.67	-256.59	-2507.43	-0.001230
12	Ø16	45.33	-254.59	-2497.00	-0.001225
13	Ø10	0.00	-257.59	-2512.65	-0.001232
14	Ø16	-45.33	-254.59	-2497.00	-0.001225
15	Ø12	-84.67	-256.59	-2507.43	-0.001230
16	Ø16	-124.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
17	Ø16	-274.00	-254.59	-2497.00	-0.001225
18	Ø8	-278.00	-79.09	0.00	-0.000776
19	Ø10	-277.00	96.41	-666.24	-0.000327
20	Ø6	-129.00	98.41	0.00	-0.000322
21	Ø8	-128.00	222.41	0.00	-0.000004

Fisuración por tracción: Cara superior del ala izquierda (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda del alma (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE)

Para garantizar que la armadura dispuesta es mayor o igual que la mínima necesaria para asegurar la transmisión de las tracciones del hormigón a las armaduras en el momento de producirse la fisuración, se debe satisfacer:

$$s_{sr} < f_{yk}$$

$$1603.06 \text{ kp/cm}^2 < 5096.84 \text{ kp/cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

s_{sr} : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

f_{yk} : Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$s_{sr} : \underline{1603.06} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,y} : \underline{14.053} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Fisuración por cortante (EHE-08, Artículo 49.3)

Al cumplirse las indicaciones del Artículo 44º Estado Límite Último frente a Cortante, el control de la fisuración en servicio está asegurado sin comprobaciones adicionales.

Viga 1

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
$f_{i,Q}$: 1.94 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 11.56 mm $f_{T,lim}$: 18.67 mm	$f_{A,max}$: 11.56 mm $f_{A,lim}$: 14.00 mm	CUMPLE

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "2.85 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)

$$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$$

$$1.94 \text{ mm} \leq 16.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso

$$f_{i,Q,lim} : \underline{16.00} \text{ mm}$$

$$f_{i,Q,lim} = L/350$$

L: longitud de referencia

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas

$$f_{i,Q} : \underline{1.94} \text{ mm}$$

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,O,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	291304.79	1347509.44	1.24	1.24	0.00
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	301128.51	772843.49	2.72	1.48	0.00
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	302820.94	550526.62	4.67	1.95	0.00
4	12 meses	Sobrecarga (Uso A), Sobrecarga (Uso G2), Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Sobrecarga de uso cubierta ligera (Uso G2), V0 (Interior), V0 (Exterior), V180 (Interior), V180 (Exterior), V90 (Interior), V90 (Exterior), V270 (Interior), V270 (Exterior)	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)	307493.40	430685.92	6.62	1.94	1.94

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't'_i

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Df_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

Viga 1

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t) = \exp\left[0,25 \left(1 - \frac{28}{t}\right)^{1/2}\right] E_c^{0,3}$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	1347509.44	1347509.44
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	772843.49	772843.49
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	550526.62	550526.62
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga (Uso A), Sobrecarga (Uso G2), Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Viento -Y exc.-, Sobrecarga de uso cubierta ligera (Uso G2), V0 (Interior), V0 (Exterior), V180 (Interior), V180 (Exterior), V90 (Interior), V90 (Exterior), V270 (Interior), V270 (Exterior)	430685.92	430685.92

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_e = \min_{j=1}^{j=i} I_{e,j}$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)+0.6Viento -Y exc.-+0.6V180 (Exterior)"

$$I_{e,v} : \underline{430685.92} \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

Viga 1

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : \underline{430685.92} \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{1364228.34} \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$$I_{ee2} : \underline{1364228.34} \text{ cm}^4$$

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \frac{M_f^3}{M_b} I_b + \frac{M_f^3}{M_a} I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1364228.34	228160.28	14.11	0.91	1364228.34
Centro de vano	1364228.34	292242.20	14.09	27.88	430685.92
Extremo (2)	1364228.34	228160.28	14.11	2.19	1364228.34

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "2.85 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga (Uso A)

$$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$$

$$11.56 \text{ mm} \leq 18.67 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{T,lim}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito

$$f_{T,lim} : \underline{18.67} \text{ mm}$$

$$f_{T,lim} = L/300$$

L : longitud de referencia

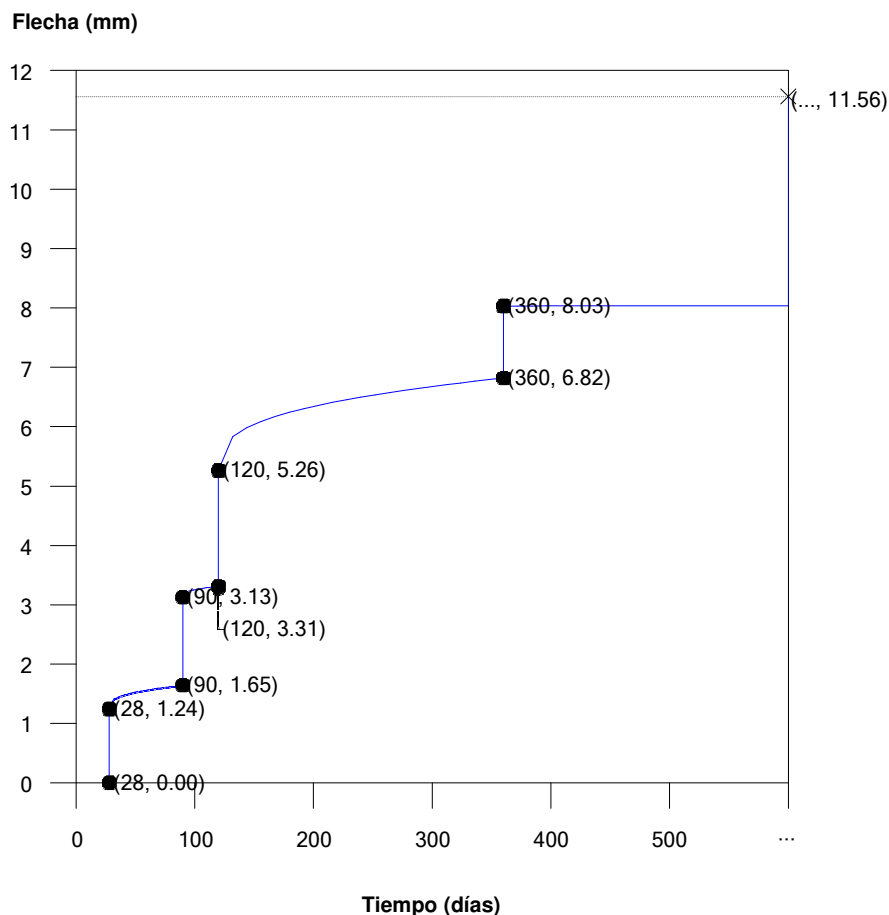
$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

$f_{T,max}$: valor máximo de la flecha total

$$f_{T,max} : \underline{11.56} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito

Viga 1



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dir}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.24	1.24	0.41	1.65	1.65
2-3	90	120	1.65	1.48	3.13	0.18	3.31	3.31
3-4	120	360	3.31	1.95	5.26	1.56	6.82	6.82
4-∞	360	∞	6.82	1.21	8.03	3.53	11.56	11.56

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$Df_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dir}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	291304.79	1347509.44	1.24	1.24	1.24
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	301128.51	772843.49	2.72	1.48	2.72

Viga 1

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	302820.94	550526.62	4.67	1.95	4.67
4	12 meses	Sobrecarga (Uso A)	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga (Uso A)	307493.40	430685.92	5.88	1.21	5.88

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Df_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t) = E_c \exp\left(-0,25 \left(1 - \frac{28}{t}\right)^{1/2}\right)^{0,3}$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	1347509.44	1347509.44
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	772843.49	772843.49
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	550526.62	550526.62
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga (Uso A), Sobrecarga (Uso G2), Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Viento -Y exc.-, Sobrecarga de uso cubierta ligera (Uso G2), V0 (Interior), V0 (Exterior), V180 (Interior), V180 (Exterior), V90 (Interior), V90 (Exterior), V270 (Interior), V270 (Exterior)	430685.92	430685.92

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_e = \min_{j=1}^{j=i} I_{e,j}$$

Viga 1

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)+0.6Viento -Y exc.-+0.6V180 (Exterior)"

$$I_{e,v} : \underline{430685.92} \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : \underline{430685.92} \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{1364228.34} \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$$I_{ee2} : \underline{1364228.34} \text{ cm}^4$$

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \frac{M_f^3}{M_a^3} I_b + \left(1 - \frac{M_f^3}{M_a^3}\right) I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1364228.34	228160.28	14.11	0.91	1364228.34
Centro de vano	1364228.34	292242.20	14.09	27.88	430685.92
Extremo (2)	1364228.34	228160.28	14.11	2.19	1364228.34

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

Viga 1

I_r: momento de inercia de la sección fisurada

M_r: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (Df_i \cdot \alpha(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Df _i (mm)	$\sum Df_i$ (mm)	$\alpha(t_i)$	$\alpha(t_f)$	$\alpha(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.24	1.24	0.67	1.00	0.33	0.41
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	1.48	2.72	1.00	1.07	0.07	0.18
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	1.95	4.67	1.07	1.40	0.33	1.56
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga (Uso A)	1.21	5.88	1.40	2.00	0.60	3.53

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Df_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\alpha(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\alpha(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\alpha(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$$\alpha = \alpha(t_i, t_f) = \alpha(t_f) \cdot \alpha(t_i)$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.85 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)+0.6Viento -Y exc. ++0.6V180 (Exterior)

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$11.56 \text{ mm} \leq 14.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

f_{A,lim}: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{14.00} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/400$$

L: longitud de referencia

$$L : \underline{5.60} \text{ m}$$

f_{A,max}: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{11.56} \text{ mm}$$

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

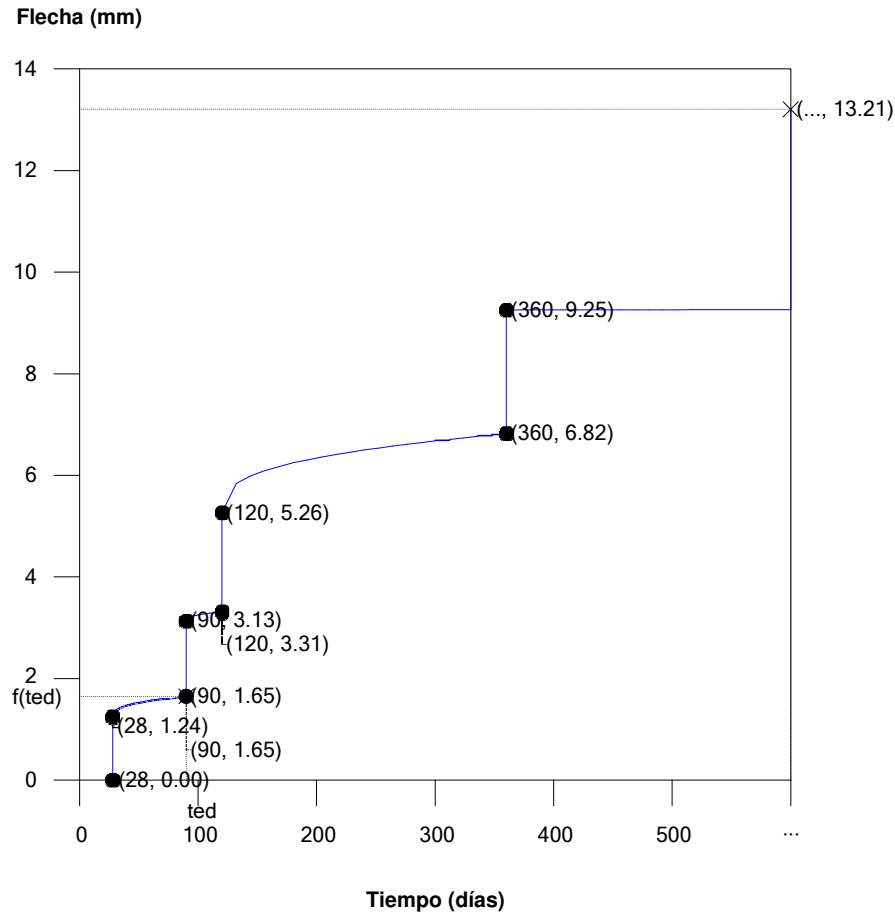
Viga 1

$$f_{A,\max} = f_{T,\max}(t_{ed}, \text{¥}) \oplus f(t_{ed})$$

$f_{T,\max}(t_{ed}, \text{¥})$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,\max}(t_{ed}, \text{¥}) : \underline{\quad 13.21 \quad} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dir}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,\max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.24	1.24	0.41	1.65	1.65
2-3	90	120	1.65	1.48	3.13	0.18	3.31	3.31
3-4	120	360	3.31	1.95	5.26	1.56	6.82	6.82
4-¥	360	¥	6.82	2.43	9.25	3.96	13.21	13.21

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$Df_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dir}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,\max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Viga 1

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	291304.79	1347509.44	1.24	1.24	1.24
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	301128.51	772843.49	2.72	1.48	2.72
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	302820.94	550526.62	4.67	1.95	4.67
4	12 meses	Sobrecarga (Uso A), Sobrecarga (Uso G2), Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Sobrecarga de uso cubierta ligera (Uso G2), V0 (Interior), V0 (Exterior), V180 (Interior), V180 (Exterior), V90 (Interior), V90 (Exterior), V270 (Interior), V270 (Exterior)	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)+0.6Viento -Y exc.++0.6V180 (Exterior)	307493.40	430685.92	7.11	2.43	7.11

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Df_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t) = E_{c,28} \exp\left(-0.25 \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2} - 0.3 \left(\frac{28}{t}\right)^{0.3}\right) E_c$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,j}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	1347509.44	1347509.44
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	772843.49	772843.49
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	550526.62	550526.62

Viga 1

Escalón	t _i	Q(t _i)	I _{e,v,i} (cm ⁴)	I _{e,i} (cm ⁴)
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga (Uso A), Sobrecarga (Uso G2), Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Viento -Y exc.-, Sobrecarga de uso cubierta ligera (Uso G2), V0 (Interior), V0 (Exterior), V180 (Interior), V180 (Exterior), V90 (Interior), V90 (Exterior), V270 (Interior), V270 (Exterior)	430685.92	430685.92

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

Q(t_i): cargas que actúan a partir del instante t_i

I_{e,i}: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_i = \text{MIN}_{j=1}^{j=i} I_j$$

I_{e,v,i}: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de I_{e,v}, que se produce para el escalón de carga "4"

I_{e,v}: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)+0.6Viento -Y exc.-+0.6V180 (Exterior)"

$$I_{e,v} : 430685.92 \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : 430685.92 \text{ cm}^4$$

Viga 1

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{1364228.34} \text{ cm}^4$$

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$$I_{ee2} : \underline{1364228.34} \text{ cm}^4$$

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \frac{M_f^3}{M_a^3} I_b + \frac{M_f^3}{M_a^3} \frac{I_r}{I_b} I_b$$

Sección	I _b (cm ⁴)	I _r (cm ⁴)	M _f (t·m)	M _a (t·m)	I _{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	1364228.34	228160.28	14.11	0.91	1364228.34
Centro de vano	1364228.34	292242.20	14.09	27.88	430685.92
Extremo (2)	1364228.34	228160.28	14.11	2.19	1364228.34

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_r: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (Df_i) (t_i, t_f)$$

Intervalo de carga	t _i	t _f	Combinación de acciones	Df _i (mm)	∑Df _i (mm)	∑(t _i)	∑(t _f)	∑(t _i , t _f)	f _{dif} (t _i , t _f) (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.24	1.24	0.67	1.00	0.33	0.41
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	1.48	2.72	1.00	1.07	0.07	0.18
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	1.95	4.67	1.07	1.40	0.33	1.56
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso G2)+0.6Viento -Y exc.+ +0.6V180 (Exterior)	1.92	6.59	1.40	2.00	0.60	3.96

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Df_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

Viga 1

$\phi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\phi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\psi(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$$\psi = \psi(t_i, t_f) = \phi(t_f) / \phi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed}) : \underline{1.65}$ mm

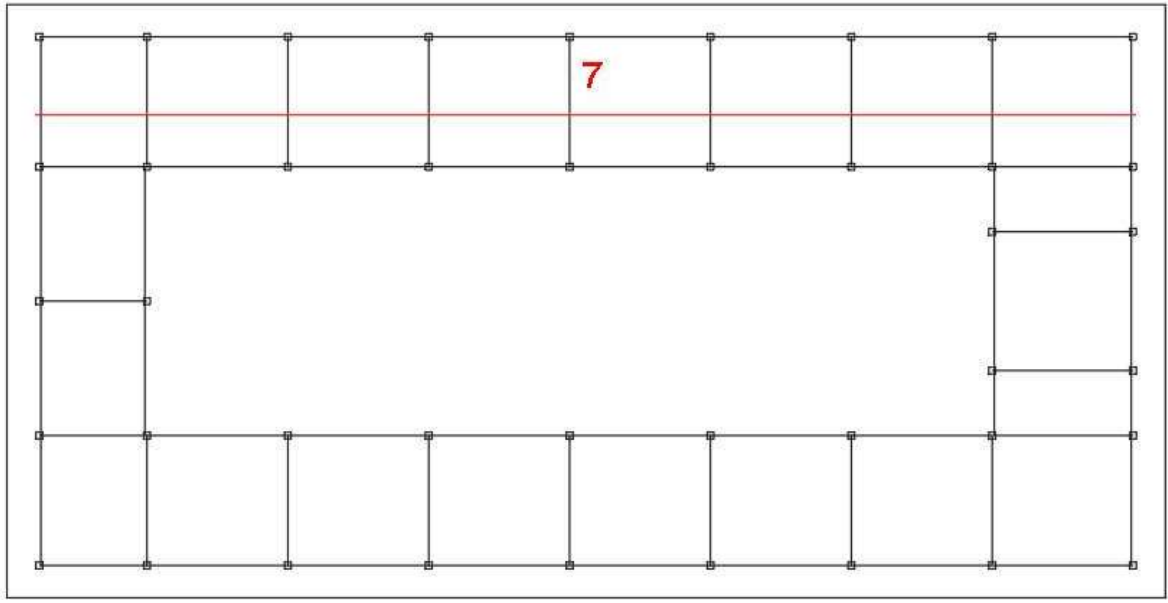
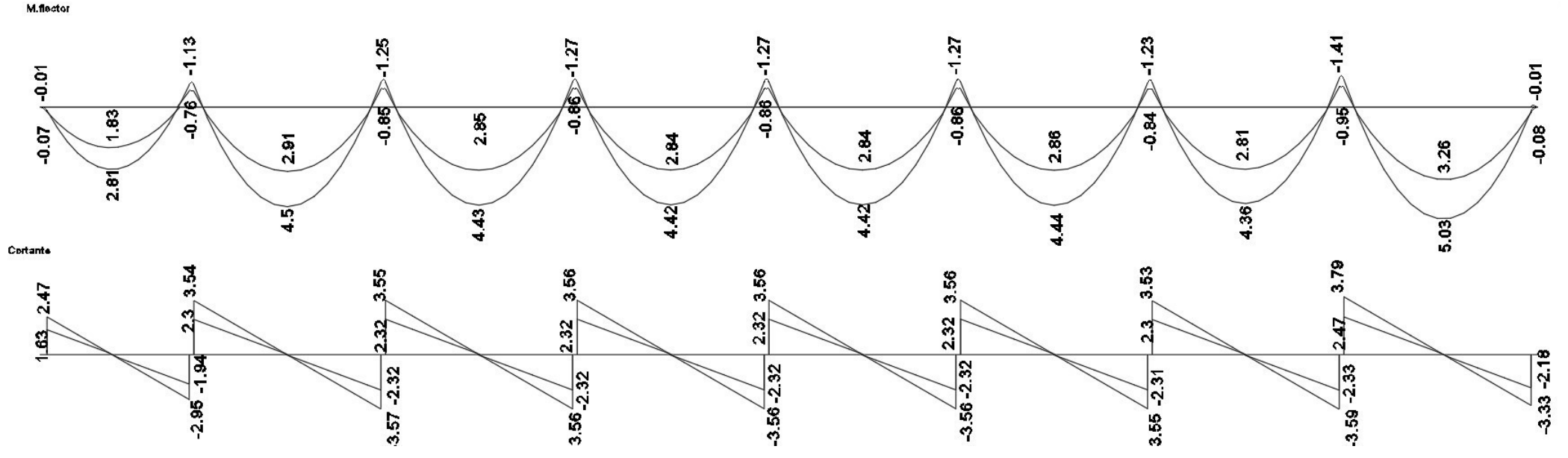
La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

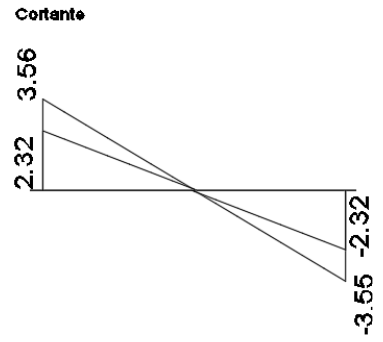
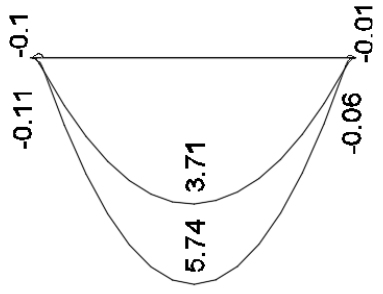
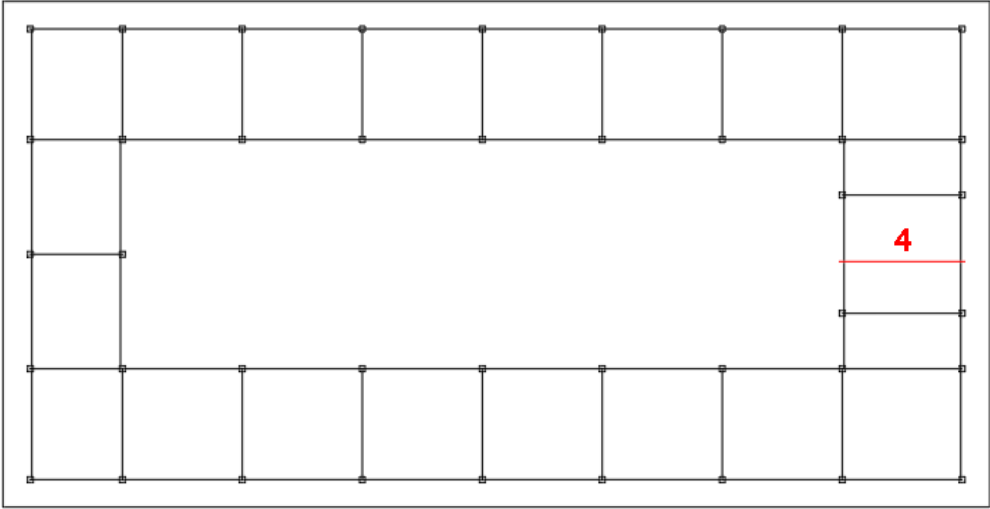


ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

4. ENVOLVENTE DE ESFUERZOS DE PÓRTICO 7 Y PÓRTICO 4 (PÓRTICOS TIPO):









ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

5. CUANTÍAS DE OBRA:





Notas:

Barras: Los valores indicados tienen incluidas las mermas.

Superficie total: Se han deducido los huecos de superficie mayor de 0.00 m².

Cimentación

Elemento	Encofrado (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Zapatas aisladas	225.32	105.757	5424
Vigas de atado	210.88	42.176	5331
Total	-	147.933	10755

Forjado 1

Elemento	Encofrado (m ²)	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Placas aligeradas	-	613.24	34.950	890
Vigas	182.68	144.59	68.170	6406
Pilares	204.00	-	15.300	3924
Total	-	757.83	118.420	11220
Índices (por m ²)	-	-	0.155	14.73
Superficie total: 761.61 m ²				

Total obra

Elemento	Encofrado (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Zapatas aisladas	225.32	105.760	5424
Vigas de atado	210.88	42.180	5331
Total	-	147.940	10755

Elemento	Encofrado (m ²)	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Placas aligeradas	-	613.24	34.950	890
Vigas	182.68	144.59	68.170	6406
Pilares	204.00	-	15.300	3924
Total	-	757.83	118.420	11220
Índices (por m ²)	-	-	0.155	14.73
Superficie total: 761.61 m ²				



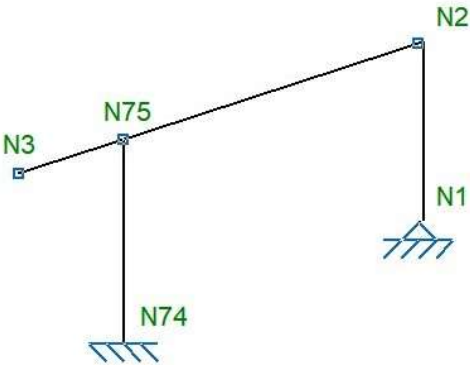
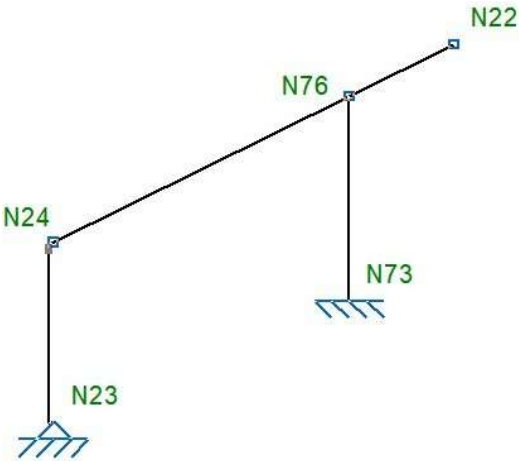
ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6 ESTRUCTURA METÁLICA:

6.1 PÓRTICO 1 (INICIAL)



2D: P1



ÍNDICE

1. RESULTADOS.....	2
1.1. Nudos.....	2
1.1.1. Reacciones.....	2
1.2. Barras.....	2
1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido).....	2



1. RESULTADOS

1.1. Nudos

1.1.1. Reacciones

Referencias:

Rx, Ry, Rz: Reacciones en nudos con desplazamientos coaccionados (fuerzas).

Mx, My, Mz: Reacciones en nudos con giros coaccionados (momentos).

1.1.1.1. Envoltentes

Envoltentes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Mz (t·m)
N23	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-0.878	-0.134	-0.469	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.643	0.056	1.107	0.000	0.000	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-0.549	-0.084	-0.153	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.408	0.059	0.796	0.000	0.000	0.000
N73	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-0.871	-2.181	-1.261	-4.861	-1.338	-0.084
		Valor máximo de la envolvente	0.957	4.279	2.320	2.377	1.379	0.091
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-0.554	-1.360	-0.536	-3.046	-0.837	-0.053
		Valor máximo de la envolvente	0.598	2.678	1.734	1.464	0.862	0.057

Nota: Las combinaciones de hormigón indicadas son las mismas que se utilizan para comprobar el estado límite de equilibrio en la cimentación.

1.2. Barras

1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	NM, M_y	NM, M_z, V_y, V_z	M_t	$M_y V_z$	$M_z V_y$	
N23/N24	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 2.069 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 2.07 m $\eta = 1.0$	x: 1.035 m $\eta = 7.5$	$\eta = 0.1$	x: 2.07 m $\eta = 1.4$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.035 m $\eta = 7.8$	$\eta < 0.1$	$\eta = 20.0$	$\eta = 0.1$	x: 2.07 m $\eta = 1.5$	CUMPLE h = 20.0
N24/N76	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 2.965 m $\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 1.8$	x: 2.965 m $\eta = 12.1$	x: 0 m $\eta = 12.1$	x: 2.965 m $\eta = 5.2$	x: 0 m $\eta = 0.5$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 2.965 m $\eta = 29.8$	$\eta < 0.1$	$\eta = 1.0$	x: 2.965 m $\eta = 5.2$	x: 0 m $\eta = 0.5$	CUMPLE h = 29.8
N76/N22	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{t,c} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 6.2$	x: 0 m $\eta = 16.0$	x: 0 m $\eta = 2.8$	x: 1.056 m $\eta = 0.8$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 17.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 2.7$	x: 0 m $\eta = 2.8$	x: 1.056 m $\eta = 0.8$	CUMPLE h = 17.3
N73/N76	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 2.492 m $\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 39.4$	x: 0 m $\eta = 23.7$	x: 0 m $\eta = 14.4$	$\eta = 1.4$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 62.5$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 14.4$	$\eta = 1.4$	CUMPLE h = 62.5

Notación:
 1: Limitación de esbeltez
 L: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N: Resistencia a tracción
 N: Resistencia a compresión
 M: Resistencia a flexión eje Y
 M: Resistencia a flexión eje Z
 V: Resistencia a corte Z
 V: Resistencia a corte Y
 M.V: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 M.V: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 NM.M: Resistencia a flexión y axil combinados
 NM.M.V.V: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M: Resistencia a torsión
 M.V: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M.V: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x: Distancia al origen de la barra
 h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
 (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

ÍNDICE

1. RESULTADOS.....	2
1.1. Nudos.....	2
1.1.1. Desplazamientos.....	2
1.1.2. Reacciones.....	2
1.2. Barras.....	3
1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido).....	3



1. RESULTADOS

1.1. Nudos

1.1.1. Desplazamientos

Referencias:

Dx, Dy, Dz: Desplazamientos de los nudos en ejes globales.

Gx, Gy, Gz: Giros de los nudos en ejes globales.

1.1.1.1. Envoltentes

Envoltente de los desplazamientos en nudos								
Referencia	Combinación		Desplazamientos en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Gx (mRad)	Gy (mRad)	Gz (mRad)
N4	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-	-	-
N5	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.729	-3.562	-0.054	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	0.457	2.422	0.027	-	-	-
N6	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.073	-2.519	-9.893	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	1.209	0.662	5.562	-	-	-
N44	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.000	-1.846	-0.801
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.000	2.468	1.167
N69	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.338	-2.978	-3.443	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	0.801	1.557	1.964	-	-	-
N70	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.321	-1.933	-0.046	-1.106	-0.616	-0.470
		Valor máximo de la envolvente	0.421	1.318	0.023	1.627	0.365	0.504

1.1.2. Reacciones

Referencias:

Rx, Ry, Rz: Reacciones en nudos con desplazamientos coaccionados (fuerzas).

Mx, My, Mz: Reacciones en nudos con giros coaccionados (momentos).

1.1.2.1. Envoltentes

Envoltentes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Mz (t-m)
N4	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-4.143	-0.144	-6.761	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	3.746	0.616	9.362	0.000	0.000	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-3.109	-0.092	-3.494	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	2.029	0.384	7.304	0.000	0.000	0.000
N44	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-4.662	0.000	-3.759	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	5.406	0.000	3.323	0.000	0.000	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-2.603	0.000	-3.038	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	4.356	0.000	1.871	0.000	0.000	0.000

Nota: Las combinaciones de hormigón indicadas son las mismas que se utilizan para comprobar el estado límite de equilibrio en la cimentación.



1.2. Barras

1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_x	M_z	V_z	V_x	$M_x V_z$	$M_z V_x$	$NM_x M_z$	$NM_x V_z V_x$	M_t	$M V_z$		$M V_x$
N4/N70	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.198 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.19 m $\eta = 2.9$	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 1.19 m $\eta = 19.4$	x: 1.19 m $\eta = 0.1$	x: 1.19 m $\eta = 9.6$	$\eta < 0.1$	x: 0.198 m $\eta < 0.1$	x: 0.198 m $\eta < 0.1$	x: 1.19 m $\eta = 23.0$	x: 0.198 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 23.0
N70/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 0.747 m $\eta = 1.0$	x: 0.143 m $\eta = 1.3$	x: 0.143 m $\eta = 16.0$	x: 0.747 m $\eta = 0.1$	x: 0.143 m $\eta = 9.5$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.143 m $\eta = 17.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.2$	x: 0.143 m $\eta = 9.5$	$\eta < 0.1$	CUMPLE h = 17.3
N5/N69	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 2 m $\eta = 3.8$	x: 0.113 m $\eta = 3.4$	x: 2 m $\eta = 14.1$	x: 0.113 m $\eta = 0.1$	x: 2 m $\eta = 4.9$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 2 m $\eta = 17.9$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.7$	x: 2 m $\eta = 4.9$	$\eta < 0.1$	CUMPLE h = 17.9
N69/N6	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 9.2$	x: 2.021 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 5.0$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 9.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 5.0$	$\eta < 0.1$	CUMPLE h = 9.3
N44/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 3.516 m $\eta = 9.0$	x: 0 m $\eta = 23.7$	x: 0 m $\eta = 14.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 1.0$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁶⁾	x: 0 m $\eta = 36.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 36.2
N70/N69	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.147 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.739 m $\eta = 12.8$	x: 0.147 m $\eta = 24.5$	x: 0.147 m $\eta = 6.6$	x: 0.147 m $\eta = 0.1$	x: 0.147 m $\eta = 1.2$	$\eta < 0.1$	x: 0.147 m $\eta < 0.1$	x: 0.147 m $\eta < 0.1$	x: 0.147 m $\eta = 28.7$	x: 0.147 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 28.7

Notación:
 1: Limitación de esbeltez
 I: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N: Resistencia a tracción
 N: Resistencia a compresión
 M: Resistencia a flexión eje Y
 M: Resistencia a flexión eje Z
 V: Resistencia a corte Z
 V: Resistencia a corte Y
 M.V: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 M.V: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 M.M: Resistencia a flexión y axil combinados
 N.M.V.V: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M: Resistencia a torsión
 M.V: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M.V: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x: Distancia al origen de la barra
 h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
 (1) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
 (2) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
 (3) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
 (4) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
 (5) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
 (6) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.



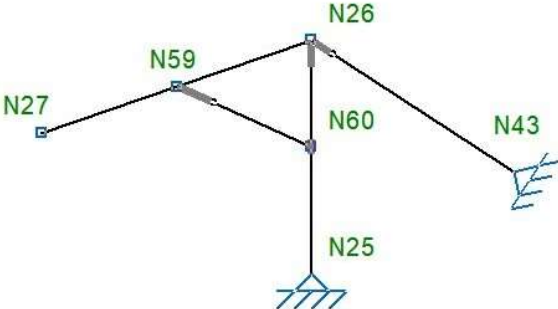
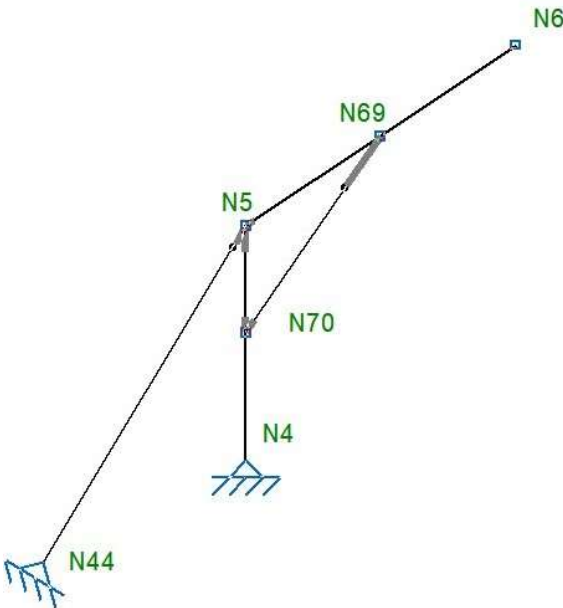
ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6. ESTRUCTURA METÁLICA:

6.2 PÓRTICO 2 (PÓRTICO TIPO INTERIOR)



2D: P2



ÍNDICE

1. RESULTADOS.....	2
1.1. Nudos.....	2
1.1.1. Desplazamientos.....	2
1.1.2. Reacciones.....	2
1.2. Barras.....	3
1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido).....	3



1. RESULTADOS

1.1. Nudos

1.1.1. Desplazamientos

Referencias:

Dx, Dy, Dz: Desplazamientos de los nudos en ejes globales.

Gx, Gy, Gz: Giros de los nudos en ejes globales.

1.1.1.1. Envoltentes

Envoltente de los desplazamientos en nudos								
Referencia	Combinación		Desplazamientos en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Gx (mRad)	Gy (mRad)	Gz (mRad)
N4	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-	-	-
N5	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.729	-3.562	-0.054	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	0.457	2.422	0.027	-	-	-
N6	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.073	-2.519	-9.893	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	1.209	0.662	5.562	-	-	-
N44	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.000	-1.846	-0.801
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.000	2.468	1.167
N69	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.338	-2.978	-3.443	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	0.801	1.557	1.964	-	-	-
N70	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.321	-1.933	-0.046	-1.106	-0.616	-0.470
		Valor máximo de la envolvente	0.421	1.318	0.023	1.627	0.365	0.504

1.1.2. Reacciones

Referencias:

Rx, Ry, Rz: Reacciones en nudos con desplazamientos coaccionados (fuerzas).

Mx, My, Mz: Reacciones en nudos con giros coaccionados (momentos).

1.1.2.1. Envoltentes

Envoltentes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Mz (t-m)
N4	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-4.143	-0.144	-6.761	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	3.746	0.616	9.362	0.000	0.000	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-3.109	-0.092	-3.494	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	2.029	0.384	7.304	0.000	0.000	0.000
N44	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-4.662	0.000	-3.759	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	5.406	0.000	3.323	0.000	0.000	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-2.603	0.000	-3.038	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	4.356	0.000	1.871	0.000	0.000	0.000

Nota: Las combinaciones de hormigón indicadas son las mismas que se utilizan para comprobar el estado límite de equilibrio en la cimentación.



1.2. Barras

1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	$\bar{\lambda}$	λ_{w0}	N_t	N_c	M_x	M_z	V_z	V_x	$M_x V_z$	$M_z V_x$	$NM_x M_z$	$NM_x M_z V_x V_z$	M_t	$M V_z$		$M V_x$
N4/N70	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.198 m $\lambda_{w0} \leq \lambda_{w0,max}$ Cumple	x: 1.19 m $\eta = 2.9$	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 1.19 m $\eta = 19.4$	x: 1.19 m $\eta = 0.1$	x: 1.19 m $\eta = 9.6$	$\eta < 0.1$	x: 0.198 m $\eta < 0.1$	x: 0.198 m $\eta < 0.1$	x: 1.19 m $\eta = 23.0$	x: 0.198 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 23.0
N70/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_{w0} \leq \lambda_{w0,max}$ Cumple	x: 0.747 m $\eta = 1.0$	x: 0.143 m $\eta = 1.3$	x: 0.143 m $\eta = 16.0$	x: 0.747 m $\eta = 0.1$	x: 0.143 m $\eta = 9.5$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.143 m $\eta = 17.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.2$	x: 0.143 m $\eta = 9.5$	$\eta < 0.1$	CUMPLE h = 17.3
N5/N69	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_{w0} \leq \lambda_{w0,max}$ Cumple	x: 2 m $\eta = 3.8$	x: 0.113 m $\eta = 3.4$	x: 2 m $\eta = 14.1$	x: 0.113 m $\eta = 0.1$	x: 2 m $\eta = 4.9$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 2 m $\eta = 17.9$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.7$	x: 2 m $\eta = 4.9$	$\eta < 0.1$	CUMPLE h = 17.9
N69/N6	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_{w0} \leq \lambda_{w0,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 9.2$	x: 2.021 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 5.0$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 9.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 5.0$	$\eta < 0.1$	CUMPLE h = 9.3
N44/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0 m $\lambda_{w0} \leq \lambda_{w0,max}$ Cumple	x: 3.516 m $\eta = 9.0$	x: 0 m $\eta = 23.7$	x: 0 m $\eta = 14.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 1.0$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁶⁾	x: 0 m $\eta = 36.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 36.2
N70/N69	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.147 m $\lambda_{w0} \leq \lambda_{w0,max}$ Cumple	x: 1.739 m $\eta = 12.8$	x: 0.147 m $\eta = 24.5$	x: 0.147 m $\eta = 6.6$	x: 0.147 m $\eta = 0.1$	x: 0.147 m $\eta = 1.2$	$\eta < 0.1$	x: 0.147 m $\eta < 0.1$	x: 0.147 m $\eta < 0.1$	x: 0.147 m $\eta = 28.7$	x: 0.147 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 28.7

Notación:
 1: Limitación de esbeltez
 I: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N_t: Resistencia a tracción
 N_c: Resistencia a compresión
 M_x: Resistencia a flexión eje Y
 M_z: Resistencia a flexión eje Z
 V_x: Resistencia a corte Z
 V_y: Resistencia a corte Y
 M_xV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 M_zV_x: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 M_xM_z: Resistencia a flexión y axil combinados
 N_tM_xM_zV_xV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t: Resistencia a torsión
 M_xV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M_zV_x: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x: Distancia al origen de la barra
 h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
 (1) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
 (2) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
 (3) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
 (4) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
 (5) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
 (6) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

ÍNDICE

1. RESULTADOS.....	2
1.1. Barras.....	2
1.1.1. Comprobaciones E.L.U. (Completo).....	2

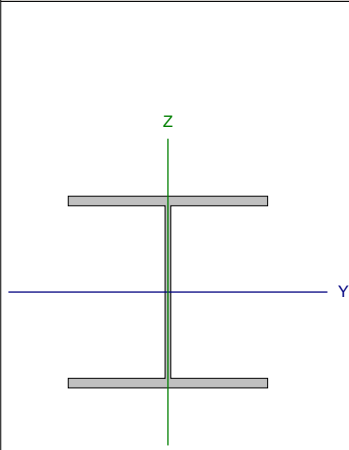


1. RESULTADOS

1.1. Barras

1.1.1. Comprobaciones E.L.U. (Completo)

Barra N69/N6

Perfil: HE 260 A Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N69	N6	2.021	86.80	10450.00	3668.00	52.37
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
			Pandeo		Pandeo lateral		
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
	β		0.59	2.00	0.35	0.35	
	L _k		1.200	4.042	0.700	0.700	
	C _m		1.000	1.000	1.000	1.000	
	C ₁		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{0.42} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{86.80} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{1351.431} \text{ t}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{1351.431} \text{ t}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{5381.668} \text{ t}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{13955.328} \text{ t}$$



$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{10450.00} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{3668.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{52.37} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{516400.00} \text{ cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{825688} \text{ kp/cm}^2$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{4.042} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{1.200} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{0.700} \text{ m}$$

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 : \underline{12.75} \text{ cm}$$

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{10.97} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{6.50} \text{ cm}$$

y_0 , z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$30.00 \leq 165.08 \quad \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

$$h_w : \underline{225.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{7.50} \text{ mm}$$

A_w : Área del alma.

$$A_w : \underline{16.88} \text{ cm}^2$$

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$$A_{fc,ef} : \underline{32.50} \text{ cm}^2$$

k: Coeficiente que depende de la clase de la sección.

$$k : \underline{0.30}$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

$$f_{yf} : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

**Resistencia a tracción** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N69, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V270(Exterior).

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{0.203} \quad t$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{231.736} \quad t$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{86.80} \quad \text{cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{212.341} \quad t$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{86.80} \quad \text{cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

c: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$C_y : \underline{0.92}$$

$$C_z : \underline{0.99}$$

$$C_T : \underline{1.00}$$

Siendo:



$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

a: Coeficiente de imperfección elástica.

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$f_y : \underline{0.63}$$

$$f_z : \underline{0.53}$$

$$f_T : \underline{0.49}$$

$$a_y : \underline{0.34}$$

$$a_z : \underline{0.49}$$

$$a_T : \underline{0.49}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.42}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.21}$$

$$\bar{\lambda}_T : \underline{0.13}$$

$$N_{cr} : \underline{1351.431} \text{ t}$$

$$N_{cr,y} : \underline{1351.431} \text{ t}$$

$$N_{cr,z} : \underline{5381.668} \text{ t}$$

$$N_{cr,T} : \underline{13955.328} \text{ t}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.092} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N69, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·VO(Exterior).

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{1.902} \text{ t·m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N69, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·VO(Interior).

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{2.265} \text{ t·m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{24.557} \text{ t·m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{919.80} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)



Para esbelteces $\lambda_{LT} \leq 0.4$ se puede omitir la comprobación frente a pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} : \underline{0.12}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{1887.218} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTw}^2}$$

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$M_{LTV} : \underline{261.512} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{LTw} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

$$M_{LTw} : \underline{1869.011} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{836.00} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{3668.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{52.37} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{825688} \text{ kp/cm}^2$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{0.700} \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{0.700} \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{f,z}^+ : \underline{7.20} \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : \underline{7.20} \text{ cm}$$

**Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N6, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V0(Interior)+1.5·V0(Exterior).

 M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.008} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N6, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V270(Exterior).

 M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.002} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{11.485} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

 $W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{430.20} \text{ cm}^3$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a corte Z** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.050} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N69, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{2.198} \text{ t}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{44.296} \text{ t}$$

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{28.74} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{86.80} \text{ cm}^2$$

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{260.00} \text{ mm}$$

 t_f : Espesor del ala.

$$t_f : \underline{12.50} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{7.50} \text{ mm}$$

r: Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{24.00} \text{ mm}$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$23.60 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

 I_w : Esbeltez del alma.

$$I_w : \underline{23.60}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

 $I_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$I_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 70 \cdot \varepsilon$$

e: Factor de reducción.

$$e : \underline{0.92}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

 f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{2395.51} \text{ kp/cm}^2$$

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

**Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V180(Interior)+1.5·V180(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.005} \text{ t}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{107.782} \text{ t}$$

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{69.93} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{86.80} \text{ cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{225.00} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{7.50} \text{ mm}$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$2.198 \text{ t} \leq 22.148 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{2.198} \text{ t}$$

 $V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{44.296} \text{ t}$$

**Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.005 \text{ t} \leq 53.891 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V180(Interior)+1.5·V180(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.005} \text{ t}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{107.782} \text{ t}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.093} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.093} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.076} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N69, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{0.139} \text{ t}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{2.265} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{231.736} \text{ t}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{24.557} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{11.485} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{86.80} \text{ cm}^2$$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{919.80} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{430.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.



$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}} \quad K_y : \underline{1.00}$$

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} \quad K_z : \underline{1.00}$$

$$k_{y,LT} = 1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{m,LT} - 0.25} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} \quad K_{y,LT} : \underline{0.81}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,LT} : \underline{1.00}$$

c_y , c_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$c_y : \underline{0.92}$$

$$c_z : \underline{0.99}$$

c_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$$c_{LT} : \underline{1.00}$$

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.42}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.21}$$

a_y , a_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$a_y : \underline{0.60}$$

$$a_z : \underline{0.60}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2} \quad 2.198 \text{ t} \leq 22.147 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{2.198} \text{ t}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{44.294} \text{ t}$$

**Resistencia a torsión** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

h : 0.007 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V270(Exterior).

 $M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$M_{T,Ed}$: 0.004 t·m

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd}$$

$M_{T,Rd}$: 0.646 t·m

Donde:

 W_T : Módulo de resistencia a torsión.

W_T : 41.90 cm³

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 2803.26 kp/cm²

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

**Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.050} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N69, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{2.198} \text{ t}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{44.294} \text{ t}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{44.296} \text{ t}$$

$t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{0.15} \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{41.90} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V180(Interior)+1.5·V180(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.005} \text{ t}$$

 $M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{107.774} \text{ t}$$

Donde:

 $V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{107.782} \text{ t}$$

 $t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{0.30} \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

 W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{41.90} \text{ cm}^3$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$



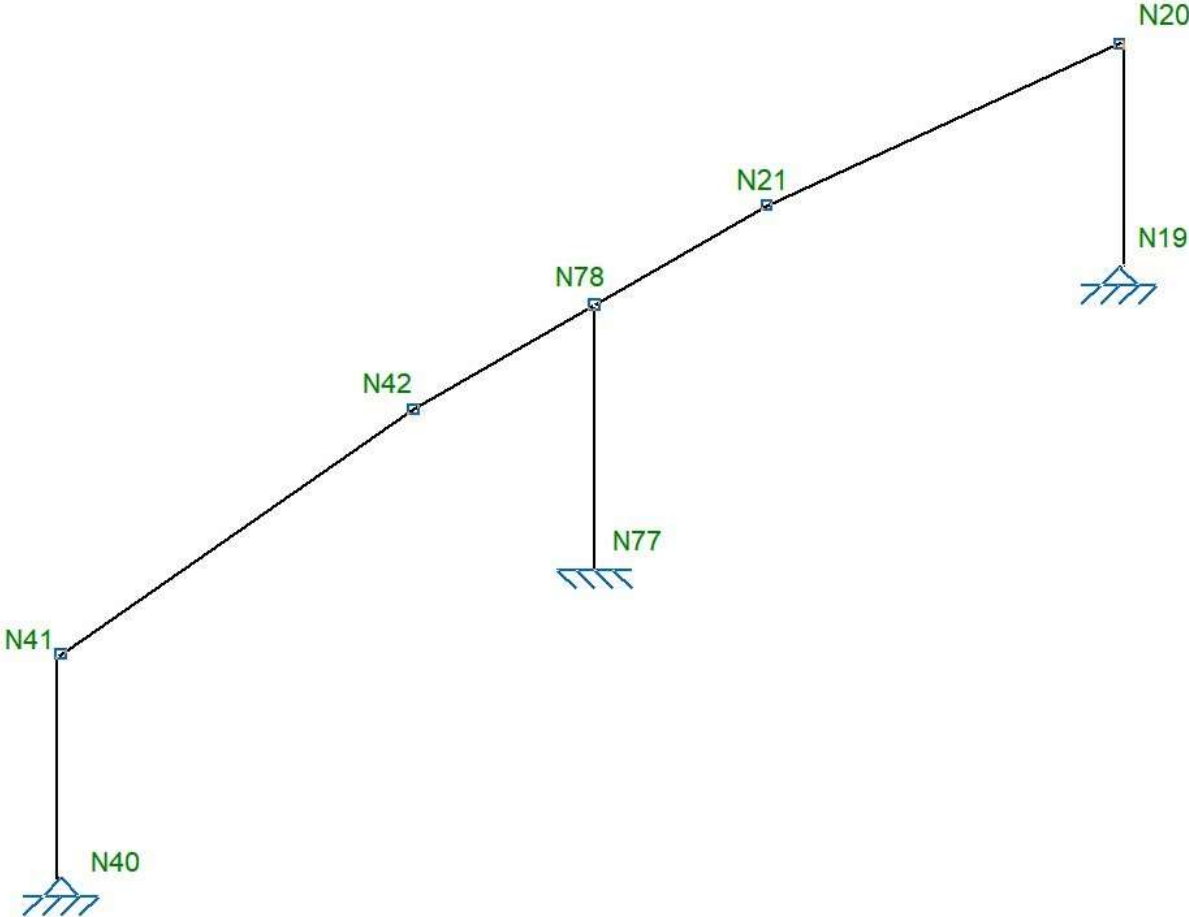
ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6. ESTRUCTURA METÁLICA:

6.3 PÓRTICO 3 (ÚLTIMO)



2D: P3



ÍNDICE

1. RESULTADOS.....	2
1.1. Nudos.....	2
1.1.1. Desplazamientos.....	2
1.1.2. Reacciones.....	2
1.2. Barras.....	3
1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido).....	3



1. RESULTADOS

1.1. Nudos

1.1.1. Desplazamientos

Referencias:

Dx, Dy, Dz: Desplazamientos de los nudos en ejes globales.

Gx, Gy, Gz: Giros de los nudos en ejes globales.

1.1.1.1. Envolventes

Envolvente de los desplazamientos en nudos								
Referencia	Combinación		Desplazamientos en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Gx (mRad)	Gy (mRad)	Gz (mRad)
N40	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-	-	-
N41	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-4.011	-2.781	-0.532	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	3.819	3.503	0.363	-	-	-
N42	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-3.790	-4.119	-3.861	-	-	-
		Valor máximo de la envolvente	3.710	4.342	2.582	-	-	-
N77	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
N78	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-3.774	-9.914	-0.445	-3.206	-0.715	-1.238
		Valor máximo de la envolvente	3.686	6.951	0.313	4.506	0.693	1.210

1.1.2. Reacciones

Referencias:

Rx, Ry, Rz: Reacciones en nudos con desplazamientos coaccionados (fuerzas).

Mx, My, Mz: Reacciones en nudos con giros coaccionados (momentos).

1.1.2.1. Envolventes

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (t)	Ry (t)	Rz (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Mz (t·m)
N40	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-0.895	-0.098	-1.285	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.355	0.418	1.870	0.000	0.000	0.000
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-0.547	-0.061	-0.615	0.000	0.000	0.000
		Valor máximo de la envolvente	0.284	0.257	1.404	0.000	0.000	0.000
N77	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-0.814	-5.023	-0.640	-7.832	-1.180	-0.078
		Valor máximo de la envolvente	0.836	7.340	2.955	5.506	1.213	0.076
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-0.511	-3.142	0.008	-4.865	-0.741	-0.049
		Valor máximo de la envolvente	0.522	4.585	2.084	3.446	0.757	0.048

Nota: Las combinaciones de hormigón indicadas son las mismas que se utilizan para comprobar el estado límite de equilibrio en la cimentación.



1.2. Barras

1.2.1. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	$\bar{\lambda}$	$\lambda_{w, \max}$	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$NM_y M_z$	$NM_z V_y V_z$	M_t	$M_y V_z$		$M_z V_y$
N41/N42	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w, \max}$ Cumple	x: 4.021 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 2.212 m $\eta = 36.5$	x: 4.021 m $\eta = 13.4$	x: 0 m $\eta = 6.3$	x: 4.021 m $\eta = 0.4$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 2.01 m $\eta = 38.5$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 6.3$	x: 4.021 m $\eta = 0.4$	CUMPLE h = 38.5
N77/N78	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w, \max}$ Cumple	x: 2.6 m $\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 64.5$	x: 0 m $\eta = 20.9$	x: 0 m $\eta = 24.7$	$\eta = 1.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 66.6$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 16.9$	$\eta = 1.2$	CUMPLE h = 66.6
N42/N78	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w, \max}$ Cumple	$\eta = 1.7$	$\eta = 2.3$	x: 2.05 m $\eta = 26.8$	x: 2.05 m $\eta = 23.4$	x: 2.05 m $\eta = 3.9$	$\eta = 0.8$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 2.05 m $\eta = 46.4$	$\eta < 0.1$	$\eta = 1.5$	x: 2.05 m $\eta = 3.9$	$\eta = 0.8$	CUMPLE h = 46.4
N40/N41	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w, \max}$ Cumple	x: 2.19 m $\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 1.4$	x: 0 m $\eta = 1.4$	x: 2.19 m $\eta = 22.0$	$\eta = 0.1$	x: 2.19 m $\eta = 1.7$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 2.19 m $\eta = 23.8$	$\eta < 0.1$	$\eta = 16.5$	$\eta = 0.1$	x: 2.19 m $\eta = 1.8$	CUMPLE h = 23.8

Notación:
 †: Limitación de esbeltez
 †_z: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N: Resistencia a tracción
 N_c: Resistencia a compresión
 M_y: Resistencia a flexión eje Y
 M_z: Resistencia a flexión eje Z
 V_z: Resistencia a corte Z
 V_y: Resistencia a corte Y
 M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados
 NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t: Resistencia a torsión
 M_yV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M_zV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x: Distancia al origen de la barra
 h: Coeficiente de aprovechamiento (%)

ÍNDICE

1. RESULTADOS.....	2
1.1. Barras.....	2
1.1.1. Comprobaciones E.L.U. (Completo).....	2

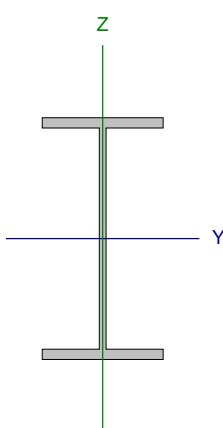


1. RESULTADOS

1.1. Barras

1.1.1. Comprobaciones E.L.U. (Completo)

Barra N41/N42

Perfil: IPE 200 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N41	N42	4.021	28.50	1943.00	142.00	6.98
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
			Pandeo		Pandeo lateral		
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
	β		0.20	2.00	0.30	1.00	
	L _k		0.804	8.042	1.200	4.021	
	C _m		1.000	1.000	1.000	1.000	
	C ₁		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{1.12} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{63.475} \text{ t}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{63.475} \text{ t}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{463.896} \text{ t}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{102.000} \text{ t}$$



$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{1943.00} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{142.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{6.98} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{13000.00} \text{ cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{825688} \text{ kp/cm}^2$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{8.042} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{0.804} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{4.021} \text{ m}$$

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 : \underline{8.55} \text{ cm}$$

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{8.26} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{2.23} \text{ cm}$$

y_0 , z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$32.68 \leq 251.55 \quad \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

$$h_w : \underline{183.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{5.60} \text{ mm}$$

A_w : Área del alma.

$$A_w : \underline{10.25} \text{ cm}^2$$

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$$A_{fc,ef} : \underline{8.50} \text{ cm}^2$$

k: Coeficiente que depende de la clase de la sección.

$$k : \underline{0.30}$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

$$f_{yf} : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

**Resistencia a tracción** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.016} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N42, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

 $N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{1.212} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{76.089} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.023} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N41, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V0(Interior)+1.5·V0(Exterior).

 $N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{1.004} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{76.089} \text{ t}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)



La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{44.216} \text{ t}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

c: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$c_y : \underline{0.58}$$

$$c_z : \underline{0.92}$$

$$c_T : \underline{0.67}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$f_y : \underline{1.23}$$

$$f_z : \underline{0.62}$$

$$f_T : \underline{1.01}$$

a: Coeficiente de imperfección elástica.

$$a_y : \underline{0.21}$$

$$a_z : \underline{0.34}$$

$$a_T : \underline{0.34}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{1.12}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.41}$$

$$\bar{\lambda}_T : \underline{0.89}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{63.475} \text{ t}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{63.475} \text{ t}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{463.896} \text{ t}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{102.000} \text{ t}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.173} \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.365} \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.212 m del nudo N41, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).



M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.961} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.212 m del nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{1.022} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{5.900} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{221.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd}^+ = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y}^+ \cdot f_{yd}$$

$$M_{b,Rd}^+ : \underline{5.410} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{b,Rd}^- = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y}^- \cdot f_{yd}$$

$$M_{b,Rd}^- : \underline{2.804} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{221.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\chi_{LT}^+ : \underline{0.92}$$

$$\chi_{LT}^- : \underline{0.48}$$

Siendo:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$f_{LT}^+ : \underline{0.67}$$

$$f_{LT}^- : \underline{1.45}$$

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$a_{LT} : \underline{0.21}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_{LT}^+ = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^+ \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}^+ : \underline{0.52}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^- \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}^- : \underline{1.29}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr}^+ : \underline{22.625} \text{ t}\cdot\text{m}$$



El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTw}^2}$$

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

M_{LTw} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

E: Módulo de elasticidad.

G: Módulo de elasticidad transversal.

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$M_{cr}^- : \underline{3.715} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTV}^+ : \underline{10.958} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTV}^- : \underline{3.270} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTw}^+ : \underline{19.794} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTw}^- : \underline{1.763} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$W_{el,y} : \underline{194.30} \text{ cm}^3$$

$$I_z : \underline{142.00} \text{ cm}^4$$

$$I_t : \underline{6.98} \text{ cm}^4$$

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

$$G : \underline{825688} \text{ kp/cm}^2$$

$$L_c^+ : \underline{1.200} \text{ m}$$

$$L_c^- : \underline{4.021} \text{ m}$$

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$$i_{f,z}^+ : \underline{2.64} \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : \underline{2.64} \text{ cm}$$

**Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.134} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N42, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V0(Exterior).

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.118} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N42, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.160} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{1.191} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{44.60} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a corte Z** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.063} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.363} \text{ t}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{21.604} \text{ t}$$

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{14.02} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

 A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

 b : Ancho de la sección.

$$b : \underline{100.00} \text{ mm}$$

 t_f : Espesor del ala.

$$t_f : \underline{8.50} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{5.60} \text{ mm}$$

 r : Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{12.00} \text{ mm}$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$28.39 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

 I_w : Esbeltez del alma.

$$I_w : \underline{28.39}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

 I_{\max} : Esbeltez máxima.

$$I_{\max} : \underline{64.71}$$

$$\lambda_{\max} = 70 \cdot \varepsilon$$

 e : Factor de reducción.

$$e : \underline{0.92}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

 f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{2395.51} \text{ kp/cm}^2$$

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

**Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N42, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.121} \text{ t}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{28.134} \text{ t}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{18.25} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{183.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{5.60} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$1.363 \text{ t} \leq 10.802 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.363} \text{ t}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{21.604} \text{ t}$$

**Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.097 \text{ t} \leq 14.067 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.097} \text{ t}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{28.134} \text{ t}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.211} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.385} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.010 m del nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

Donde:

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{0.496} \text{ t}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{1.022} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{0.037} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$$N_{pl,Rd} : \underline{76.089} \text{ t}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{5.900} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{1.191} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.1)

$M_{ef,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{ef,Ed} : \underline{-0.991} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ef,Ed} = W_{y,com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

Siendo:

$\sigma_{com,Ed}$: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida.

$$\sigma_{com,Ed} : \underline{448.60} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,com}} - 0.8 \cdot \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

$W_{y,com}$: Módulo resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida, alrededor del eje Y.

$$W_{y,com} : \underline{221.00} \text{ cm}^3$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

$M_{b,Rd,y}$: Momento flector resistente de cálculo.

$$M_{b,Rd,y} : \underline{2.804} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$1.363 \text{ t} \leq 10.795 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{1.363} \text{ t}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{21.590} \text{ t}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

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

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd}$$

$$M_{T,Rd} : \underline{0.127} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{8.21} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.063} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.363} \quad t$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.000} \quad t \cdot m$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{21.590} \quad t$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{21.604} \quad t$$

$t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{2.56} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{8.21} \quad \text{cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N42, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.121} \quad t$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.000} \quad t \cdot m$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{28.102} \quad t$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{28.134} \quad t$$

$t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{4.32} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{8.21} \quad \text{cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$



Barra N77/N78

Perfil: HE 200 A Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N77	N78	2.600	53.80	3692.00	1336.00	20.98
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo			Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
	β	1.00	1.00	0.46	0.46		
	L _k	2.600	2.600	1.200	1.200		
	C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
	C ₁	-			1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda} : \underline{\quad 0.60 \quad}$ ✓

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 53.80 cm²

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 2803.26 kp/cm²

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

N_{cr} : 417.564 t

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr,y} : 1153.928 t

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr,z} : 417.564 t

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr,T} : 1880.859 t

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

I_y : 3692.00 cm⁴

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_z : 1336.00 cm⁴



I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : <u>20.98</u> cm ⁴
I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : <u>108000.00</u> cm ⁶
E: Módulo de elasticidad.	E : <u>2140673</u> kp/cm ²
G: Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>825688</u> kp/cm ²
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>2.600</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>2.600</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>1.200</u> m
i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_o : <u>9.67</u> cm
$i_o = (i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2)^{0.5}$	
Siendo:	
i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	i_y : <u>8.28</u> cm
	i_z : <u>4.98</u> cm
y_o, z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	y_o : <u>0.00</u> mm
	z_o : <u>0.00</u> mm

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

26.15 ≤ 170.28 ✓

Donde:

h_w : Altura del alma.	h_w : <u>170.00</u> mm
t_w : Espesor del alma.	t_w : <u>6.50</u> mm
A_w : Área del alma.	A_w : <u>11.05</u> cm ²
$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.	$A_{fc,ef}$: <u>20.00</u> cm ²
k: Coeficiente que depende de la clase de la sección.	k : <u>0.30</u>
E: Módulo de elasticidad.	E : <u>2140673</u> kp/cm ²
f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.	f_{yf} : <u>2803.26</u> kp/cm ²
Siendo:	
$f_{yf} = f_y$	

**Resistencia a tracción** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.009} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N78, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{1.284} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{143.634} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.023} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{2.607} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{143.634} \text{ t}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)



La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{112.724} \text{ t}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

c: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$c_y : \underline{0.94}$$

$$c_z : \underline{0.78}$$

$$c_T : \underline{0.96}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$f_y : \underline{0.59}$$

$$f_z : \underline{0.78}$$

$$f_T : \underline{0.56}$$

a: Coeficiente de imperfección elástica.

$$a_y : \underline{0.34}$$

$$a_z : \underline{0.49}$$

$$a_T : \underline{0.49}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.36}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.60}$$

$$\bar{\lambda}_T : \underline{0.28}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{417.564} \text{ t}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{1153.928} \text{ t}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{417.564} \text{ t}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{1880.859} \text{ t}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.645} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{5.176} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{7.397} \text{ t}\cdot\text{m}$$



El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{11.467} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{429.50} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

Para esbelteces $\lambda_{LT} \leq 0.4$ se puede omitir la comprobación frente a pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} : \underline{0.26}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{183.552} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTW}^2}$$

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$M_{LTV} : \underline{58.272} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

$$M_{LTW} : \underline{174.057} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{388.63} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{1336.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{20.98} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{825688} \text{ kp/cm}^2$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{1.200} \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{1.200} \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{f,z}^+ : \underline{5.53} \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : \underline{5.53} \text{ cm}$$

**Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.209} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V0(Interior)+1.5·V0(Exterior).

 M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{1.106} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

 M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{1.137} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{5.441} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

 $W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{203.80} \text{ cm}^3$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a corte Z** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.247} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{6.882} \text{ t}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{27.822} \text{ t}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{18.05} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{200.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala.

$$t_f : \underline{10.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.50} \text{ mm}$$

r: Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{18.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$20.62 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

I_w : Esbeltez del alma.

$$I_w : \underline{20.62}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

I_{\max} : Esbeltez máxima.

$$I_{\max} : \underline{64.71}$$

$$\lambda_{\max} = 70 \cdot \varepsilon$$

e: Factor de reducción.

$$e : \underline{0.92}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{2395.51} \text{ kp/cm}^2$$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

**Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.784} \text{ t}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{65.895} \text{ t}$$

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{42.75} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{170.00} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.50} \text{ mm}$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$6.882 \text{ t} \leq 13.911 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{6.882} \text{ t}$$

 $V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{27.822} \text{ t}$$

**Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.784 \text{ t} \leq 32.947 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.784} \text{ t}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{65.895} \text{ t}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.666} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.662} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N77, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

Donde:

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{0.750} \text{ t}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^+ : \underline{5.176} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^- : \underline{1.137} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$$N_{pl,Rd} : \underline{143.634} \text{ t}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{11.467} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{5.441} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.1)

$M_{ef,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{ef,Ed} : \underline{5.128} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ef,Ed} = W_{y,com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

Siendo:

$\sigma_{com,Ed}$: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida.

$$\sigma_{com,Ed} : \underline{1193.95} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,com}} - 0.8 \cdot \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

$W_{y,com}$: Módulo resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida, alrededor del eje Y.

$$W_{y,com} : \underline{429.50} \text{ cm}^3$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

$M_{b,Rd,y}$: Momento flector resistente de cálculo.

$$M_{b,Rd,y} : \underline{11.324} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$6.882 \text{ t} \leq 13.911 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{6.882} \text{ t}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{27.822} \text{ t}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd}$$

$$M_{T,Rd} : \underline{0.323} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{20.98} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.169} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N77, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V180(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{4.708} \text{ t}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{27.780} \text{ t}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{27.822} \text{ t}$$

$t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{5.85} \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{20.98} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP + 1.5·V180(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.784} \text{ t}$$

 $M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{65.794} \text{ t}$$

Donde:

 $V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{65.895} \text{ t}$$

 $t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{5.85} \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

 W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{20.98} \text{ cm}^3$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

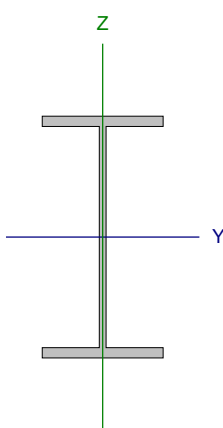
$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$



Barra N42/N78

Perfil: IPE 200 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N42	N78	2.050	28.50	1943.00	142.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.		Ala inf.
	β		1.00	1.00	0.00		0.00
	L _k		2.050	2.050	0.000		0.000
	C _m		1.000	1.000	1.000		1.000
	C ₁		-		1.000		
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{1.06} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{71.389} \text{ t}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{976.821} \text{ t}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{71.389} \text{ t}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{1943.00} \text{ cm}^4$$



I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{142.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{6.98} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{13000.00} \text{ cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{825688} \text{ kp/cm}^2$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{2.050} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{2.050} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{0.000} \text{ m}$$

i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_o : \underline{8.55} \text{ cm}$$

$$i_o = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{8.26} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{2.23} \text{ cm}$$

y_0 , z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$32.68 \leq 251.55 \quad \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

$$h_w : \underline{183.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{5.60} \text{ mm}$$

A_w : Área del alma.

$$A_w : \underline{10.25} \text{ cm}^2$$

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$$A_{fc,ef} : \underline{8.50} \text{ cm}^2$$

k: Coeficiente que depende de la clase de la sección.

$$k : \underline{0.30}$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

$$f_{yf} : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

**Resistencia a tracción** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

 $N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{1.279} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{76.089} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.023} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V0(Interior).

 $N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{0.962} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{76.089} \text{ t}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)



La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{42.669} \text{ t}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

c: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$c_y : \underline{0.98}$$

$$c_z : \underline{0.56}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$f_y : \underline{0.55}$$

$$f_z : \underline{1.21}$$

a: Coeficiente de imperfección elástica.

$$a_y : \underline{0.21}$$

$$a_z : \underline{0.34}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.29}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.06}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{71.389} \text{ t}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{976.821} \text{ t}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{71.389} \text{ t}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

**Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.268} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N78, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

 M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{1.582} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N78, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

 M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{1.377} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{5.900} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

 $W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{221.00} \text{ cm}^3$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

**Resistencia a flexión eje Z** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.234} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N78, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

 M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.279} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N78, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

 M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.221} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{1.191} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

 $W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{44.60} \text{ cm}^3$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a corte Z** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.039} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N78, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.846} \quad t$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo V_{c,Rd} viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{21.604} \quad t$$

Donde:

A_v: Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{14.02} \quad \text{cm}^2$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{28.50} \quad \text{cm}^2$$

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{100.00} \quad \text{mm}$$

t_f: Espesor del ala.

$$t_f : \underline{8.50} \quad \text{mm}$$

t_w: Espesor del alma.

$$t_w : \underline{5.60} \quad \text{mm}$$

r: Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{12.00} \quad \text{mm}$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$28.39 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

l_w: Esbeltez del alma.

$$l_w : \underline{28.39}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

l_{máx}: Esbeltez máxima.

$$l_{máx} : \underline{64.71}$$

$$\lambda_{máx} = 70 \cdot \varepsilon$$

e: Factor de reducción.

$$e : \underline{0.92}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

f_{ref}: Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{2395.51} \quad \text{kp/cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

**Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.221} \quad t$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{28.134} \quad t$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{18.25} \quad \text{cm}^2$$

$$A_v = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{28.50} \quad \text{cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{183.00} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{5.60} \quad \text{mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.826 \quad t \leq 10.802 \quad t \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.826} \quad t$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{21.604} \quad t$$

**Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.221 \text{ t} \leq 14.067 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.221} \text{ t}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{28.134} \text{ t}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.464} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.446} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N78, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

Donde:

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{0.762} \text{ t}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^+ : \underline{1.582} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^- : \underline{0.221} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$$N_{pl,Rd} : \underline{76.089} \text{ t}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{5.900} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{1.191} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.1)

$M_{ef,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{ef,Ed} : \underline{1.534} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ef,Ed} = W_{y,com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

Siendo:

$\sigma_{com,Ed}$: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida.

$$\sigma_{com,Ed} : \underline{694.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,com}} - 0.8 \cdot \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

$W_{y,com}$: Módulo resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida, alrededor del eje Y.

$$W_{y,com} : \underline{221.00} \text{ cm}^3$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{28.50} \text{ cm}^2$$

$M_{b,Rd,y}$: Momento flector resistente de cálculo.

$$M_{b,Rd,y} : \underline{5.900} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V180(Exterior).

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.826 \text{ t} \leq 10.753 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{0.826} \text{ t}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{21.506} \text{ t}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.015} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V0(Exterior).

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.002} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd}$$

$$M_{T,Rd} : \underline{0.127} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{8.21} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.039} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N78, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.846} \text{ t}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{21.583} \text{ t}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{21.604} \text{ t}$$

$t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{3.79} \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{8.21} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V90(Interior)+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.221} \text{ t}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{28.030} \text{ t}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{28.134} \text{ t}$$

$t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{14.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{8.21} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

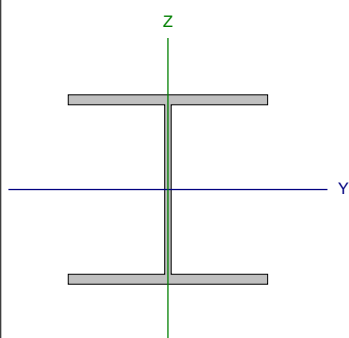
$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$



Barra N40/N41

Perfil: HE 200 A Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N40	N41	2.190	53.80	3692.00	1336.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
				Pandeo		Pandeo lateral	
				Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
	β			1.00	1.00	0.55	0.55
	L _k			2.190	2.190	1.200	1.200
	C _m			1.000	1.000	1.000	1.000
	C ₁			-		1.000	
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{\quad 0.51 \quad} \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{\quad 1 \quad}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{\quad 53.80 \quad} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{\quad 2803.26 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{\quad 588.530 \quad} \text{ t}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{\quad 1626.386 \quad} \text{ t}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{\quad 588.530 \quad} \text{ t}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\quad 1880.859 \quad} \text{ t}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{\quad 3692.00 \quad} \text{ cm}^4$$

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{\quad 1336.00 \quad} \text{ cm}^4$$



Listados

TFG ELENA

Fecha: 02/07/21

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : <u>20.98</u> cm ⁴
I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : <u>108000.00</u> cm ⁶
E: Módulo de elasticidad.	E : <u>2140673</u> kp/cm ²
G: Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>825688</u> kp/cm ²
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>2.190</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>2.190</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>1.200</u> m
i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_o : <u>9.67</u> cm

$$i_o = (i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

y_o , z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

i_y :	<u>8.28</u> cm
i_z :	<u>4.98</u> cm
y_o :	<u>0.00</u> mm
z_o :	<u>0.00</u> mm

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

26.15 ≤ 170.28 ✓

Donde:

h_w : Altura del alma.	h_w : <u>170.00</u> mm
t_w : Espesor del alma.	t_w : <u>6.50</u> mm
A_w : Área del alma.	A_w : <u>11.05</u> cm ²
$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.	$A_{fc,ef}$: <u>20.00</u> cm ²
k: Coeficiente que depende de la clase de la sección.	k : <u>0.30</u>
E: Módulo de elasticidad.	E : <u>2140673</u> kp/cm ²
f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.	f_{yf} : <u>2803.26</u> kp/cm ²

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

**Resistencia a tracción** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{1.389} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{143.634} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N40, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{1.711} \text{ t}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{143.634} \text{ t}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)



La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{120.582} \text{ t}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

c: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$c_y : \underline{0.96}$$

$$c_z : \underline{0.84}$$

$$c_T : \underline{0.96}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$f_y : \underline{0.56}$$

$$f_z : \underline{0.70}$$

$$f_T : \underline{0.56}$$

a: Coeficiente de imperfección elástica.

$$a_y : \underline{0.34}$$

$$a_z : \underline{0.49}$$

$$a_T : \underline{0.49}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.30}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.51}$$

$$\bar{\lambda}_T : \underline{0.28}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{588.530} \text{ t}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{1626.386} \text{ t}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{588.530} \text{ t}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{1880.859} \text{ t}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N40, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.121} \text{ t·m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N40, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·Sobrecargadeusocubiertaligera+0.9·V0(Interior).



M_{Ed} : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed} : \underline{0.159} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{11.467} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{429.50} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

Para esbelteces $\lambda_{LT} \leq 0.4$ se puede omitir la comprobación frente a pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} : \underline{0.26}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{183.552} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTw}^2}$$

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$M_{LTV} : \underline{58.272} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{LTw} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

$$M_{LTw} : \underline{174.057} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{388.63} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{1336.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{20.98} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{2140673} \text{ kp/cm}^2$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{825688} \text{ kp/cm}^2$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{1.200} \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{1.200} \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$



$i_{r,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{r,z}^+ : \underline{5.53} \text{ cm}$$

$$i_{r,z}^- : \underline{5.53} \text{ cm}$$

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.220} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N41, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·VO(Interior).

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.901} \text{ t·m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{1.196} \text{ t·m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{5.441} \text{ t·m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{203.80} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a corte Z** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V180(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.027} \quad t$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{27.822} \quad t$$

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{18.05} \quad \text{cm}^2$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

 A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{53.80} \quad \text{cm}^2$$

 b : Ancho de la sección.

$$b : \underline{200.00} \quad \text{mm}$$

 t_f : Espesor del ala.

$$t_f : \underline{10.00} \quad \text{mm}$$

 t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.50} \quad \text{mm}$$

 r : Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{18.00} \quad \text{mm}$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$20.62 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

 I_w : Esbeltez del alma.

$$I_w : \underline{20.62}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

 I_{\max} : Esbeltez máxima.

$$I_{\max} : \underline{64.71}$$

$$\lambda_{\max} = 70 \cdot \varepsilon$$

 e : Factor de reducción.

$$e : \underline{0.92}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

 f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{2395.51} \quad \text{kp/cm}^2$$

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kp/cm}^2$$

**Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.128} \text{ t}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{65.895} \text{ t}$$

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{42.75} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{170.00} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.50} \text{ mm}$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

 f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.027 \text{ t} \leq 13.911 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·V180(Exterior).

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.027} \text{ t}$$

 $V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{27.822} \text{ t}$$

**Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.845 \text{ t} \leq 32.947 \text{ t} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·VO(Interior)+1.5·VO(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.845} \text{ t}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{65.895} \text{ t}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.238} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.221} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

Donde:

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{1.389} \text{ t}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^+ : \underline{0.100} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^- : \underline{1.196} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$$N_{pl,Rd} : \underline{143.634} \text{ t}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{11.467} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{5.441} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.1)

$M_{ef,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{ef,Ed} : \underline{0.012} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ef,Ed} = W_{y,com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

Siendo:

$\sigma_{com,Ed}$: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida.

$$\sigma_{com,Ed} : \underline{2.75} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,com}} - 0.8 \cdot \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

$W_{y,com}$: Módulo resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida, alrededor del eje Y.

$$W_{y,com} : \underline{429.50} \text{ cm}^3$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

$M_{b,Rd,y}$: Momento flector resistente de cálculo.

$$M_{b,Rd,y} : \underline{11.324} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·VO(Interior)+1.5·VO(Exterior).

$$V_{Ed,y} \leq \frac{V_{c,Rd,y}}{2}$$

$$0.845 \text{ t} \leq 30.789 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,y} : \underline{0.845} \text{ t}$$

$V_{c,Rd,y}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,y} : \underline{61.578} \text{ t}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.165} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·VO(Exterior).

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.053} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd}$$

$$M_{T,Rd} : \underline{0.323} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{20.98} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

**Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

h : 0.001 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP + 1.5·V180(Exterior).

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 0.027 t

M_{T,Ed}: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

M_{T,Ed} : 0.006 t·m

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido V_{pl,T,Rd} viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

V_{pl,T,Rd} : 27.628 t

Donde:

V_{pl,Rd}: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

V_{pl,Rd} : 27.822 t

t_{T,Ed}: Tensiones tangenciales por torsión.

t_{T,Ed} : 26.82 kp/cm²

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T: Módulo de resistencia a torsión.

W_T : 20.98 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

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

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 2803.26 kp/cm²

g_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

g_{M0} : 1.05

**Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.018} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V90(Exterior).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.128} \text{ t}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.019} \text{ t}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{64.343} \text{ t}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{65.895} \text{ t}$$

$t_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$t_{T,Ed} : \underline{89.70} \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{20.98} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \text{ kp/cm}^2$$

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{2803.26} \text{ kp/cm}^2$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

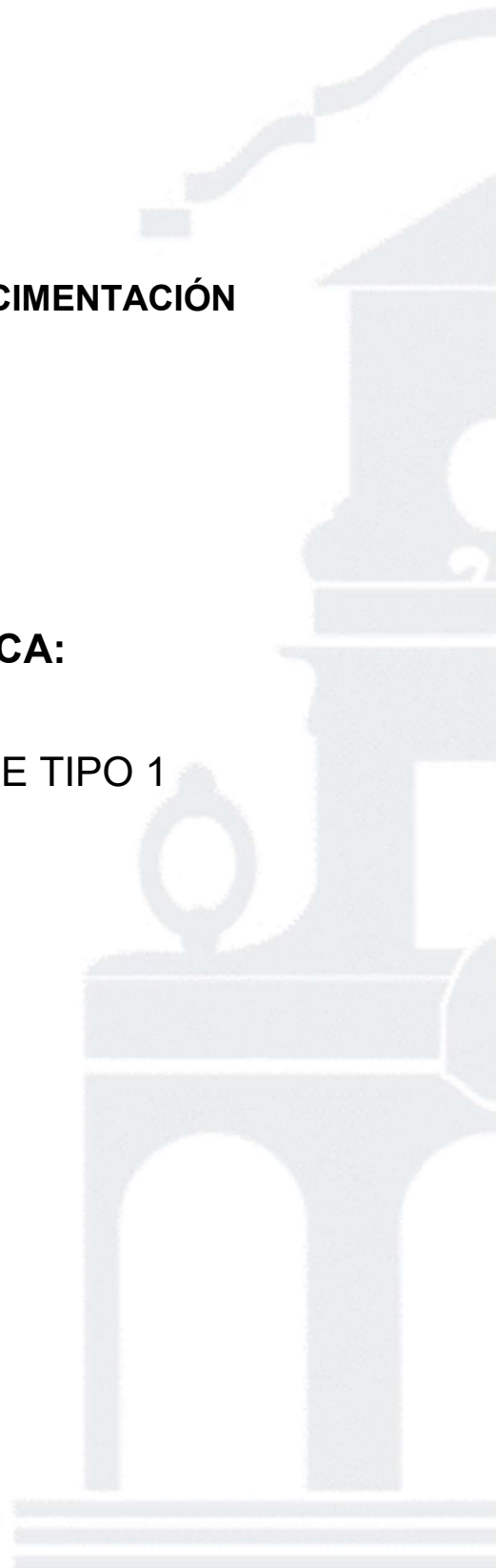
$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6. ESTRUCTURA METÁLICA:

6.4 PLACA DE ANCLAJE TIPO 1



Comprobaciones

1) Pilar HE 260 A

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (a) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $a > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $a < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Soldadura del ala superior	En ángulo	6	260	12.5	90.00
Soldadura del alma	En ángulo	4	177	7.5	90.00
Soldadura del ala inferior	En ángulo	6	260	12.5	90.00
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas					

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	2.8	2.8	0.4	5.7	1.47	2.8	0.86	410.0	0.85
Soldadura del alma	16.5	16.5	27.2	57.6	14.92	16.5	5.04	410.0	0.85
Soldadura del ala inferior	20.1	20.1	0.4	40.2	10.41	20.1	6.12	410.0	0.85

2) Placa de anclaje

Referencia:		
-Placa base: Ancho X: 400 mm Ancho Y: 400 mm Espesor: 14 mm		
-Pernos: 4Ø16 mm L=35 cm Prolongación recta		
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 48 mm Calculado: 340 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 diámetros	Mínimo: 24 mm Calculado: 30 mm	Cumple
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 18 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón:		
- Tracción:	Máximo: 4.879 t Calculado: 3.169 t	Cumple
- Cortante:	Máximo: 3.416 t Calculado: 1.077 t	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 4.879 t Calculado: 4.708 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 6.557 t Calculado: 3.08 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm ² Calculado: 1721.96 kp/cm ²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Limite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 11.961 t Calculado: 0.982 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669.77 kp/cm ²	
- Derecha:	Calculado: 1137.93 kp/cm ²	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 1137.93 kp/cm ²	Cumple
- Arriba:	Calculado: 2161.24 kp/cm ²	Cumple
- Abajo:	Calculado: 354.396 kp/cm ²	Cumple
Flecha global equivalente: Limitación de la deformabilidad de los vuelos	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 1694.68	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 1694.68	Cumple
- Arriba:	Calculado: 392.394	Cumple
- Abajo:	Calculado: 2572.36	Cumple
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo	Máximo: 2669.77 kp/cm ² Calculado: 0 kp/cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.0751		

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope (CTE DB SE-A 8.6.3).

En uniones a tope con penetración parcial la resistencia de cálculo se determinará como la de los cordones de soldadura en ángulo, teniendo en cuenta lo siguiente:

a) el espesor de garganta será la profundidad de la penetración que se pueda conseguir de forma estable, que se debe determinar mediante evidencia experimental previa.

para el caso de que se tenga preparación de bordes en U, V, J o recto, se tomará como espesor de garganta el canto nominal de la preparación menos 2,0 mm, a menos que se puedan justificar experimentalmente valores superiores.

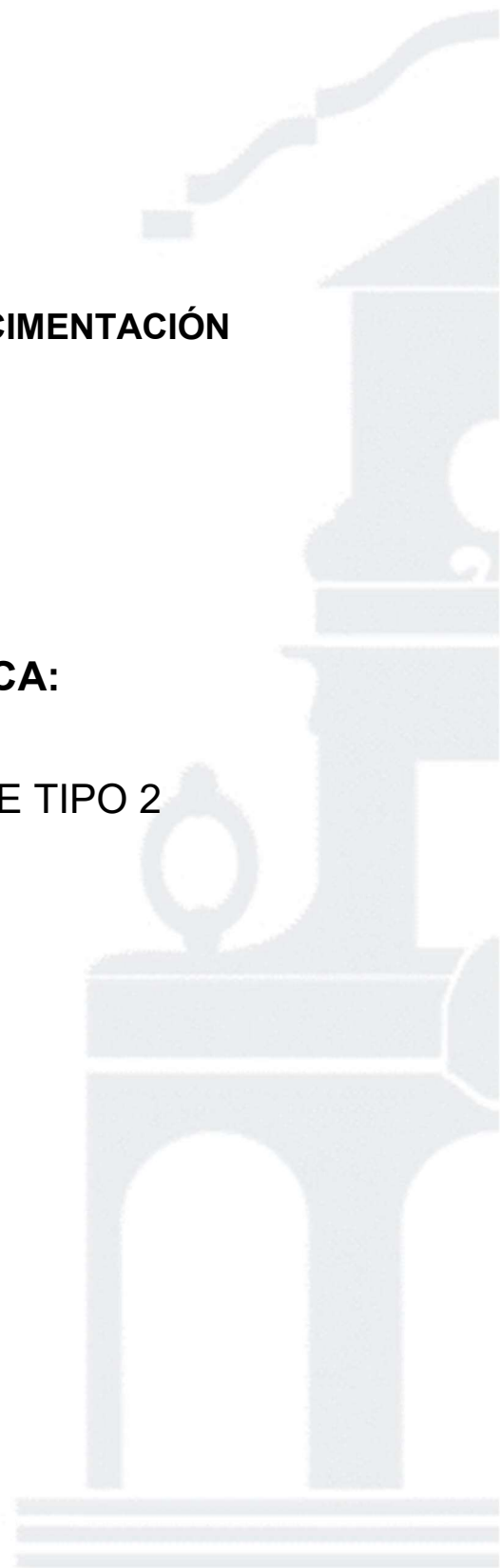
Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	Preparación de bordes (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura de los pernos a la placa base	De penetración parcial	5	50	14.0	90.00				
l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura de los pernos a la placa base	0.0	0.0	200.4	347.1	89.94	0.0	0.00	410.0	0.85



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6. ESTRUCTURA METÁLICA:

6.5 PLACA DE ANCLAJE TIPO 2



Comprobaciones

1) Pilar HE 140 A

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (a) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $a > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $a < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Soldadura del ala superior	En ángulo	4	140	8.5	90.00
Soldadura del alma	En ángulo	4	60	5.5	90.00
Soldadura del ala inferior	En ángulo	4	140	8.5	90.00
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas					

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	9.8	9.8	24.6	46.9	12.14	9.8	2.99	410.0	0.85
Soldadura del alma	9.8	9.8	0.0	19.6	5.08	9.8	2.99	410.0	0.85
Soldadura del ala inferior	9.8	9.8	24.6	46.9	12.14	9.8	2.99	410.0	0.85

2) Placa de anclaje

Referencia:		
-Placa base: Ancho X: 250 mm Ancho Y: 250 mm Espesor: 9 mm		
-Pernos: 4Ø10 mm L=35 cm Prolongación recta		
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 30 mm Calculado: 210 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 diámetros	Mínimo: 15 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 15 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón:		
- Tracción:	Máximo: 3.05 t Calculado: 0.956 t	Cumple
- Cortante:	Máximo: 2.135 t Calculado: 1.369 t	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 3.05 t Calculado: 2.911 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 2.561 t Calculado: 0.877 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm ² Calculado: 3273.74 kp/cm ²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Limite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 4.806 t Calculado: 1.255 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669.77 kp/cm ²	
- Derecha:	Calculado: 1937.13 kp/cm ²	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 1937.13 kp/cm ²	Cumple
- Arriba:	Calculado: 2110.14 kp/cm ²	Cumple
- Abajo:	Calculado: 2110.14 kp/cm ²	Cumple
Flecha global equivalente: Limitación de la deformabilidad de los vuelos	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 383.934	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 383.934	Cumple
- Arriba:	Calculado: 320.249	Cumple
- Abajo:	Calculado: 320.249	Cumple
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo	Máximo: 2669.77 kp/cm ² Calculado: 0 kp/cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.058		

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope (CTE DB SE-A 8.6.3).

En uniones a tope con penetración parcial la resistencia de cálculo se determinará como la de los cordones de soldadura en ángulo, teniendo en cuenta lo siguiente:

a) el espesor de garganta será la profundidad de la penetración que se pueda conseguir de forma estable, que se debe determinar mediante evidencia experimental previa.

para el caso de que se tenga preparación de bordes en U, V, J o recto, se tomará como espesor de garganta el canto nominal de la preparación menos 2,0 mm, a menos que se puedan justificar experimentalmente valores superiores.

Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	Preparación de bordes (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura de los pernos a la placa base	De penetración parcial	4	31	9.0	90.00				
l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura de los pernos a la placa base	0.0	0.0	137.0	237.3	61.49	0.0	0.00	410.0	0.85



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6. ESTRUCTURA METÁLICA:

6.6 PLACA DE ANCLAJE TIPO 3



Comprobaciones

1) Pilar HE 200 A

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (a) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $a > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $a < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Comprobaciones geométricas								
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)			
Soldadura perimetral a la placa	En ángulo	5	983	6.5	90.00			
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas								
Comprobación de resistencia								
Ref.	Tensión de Von Mises				Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)		
Soldadura perimetral a la placa	La comprobación no procede.						410.0	0.85

2) Placa de anclaje

Referencia:		
-Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 400 mm Espesor: 18 mm -Pernos: 6Ø20 mm L=40 cm Prolongación recta -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x6.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 60 mm Calculado: 185 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 diámetros	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 41.9	Cumple
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 23 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 6.971 t Calculado: 5.37 t Máximo: 4.879 t Calculado: 0.702 t Máximo: 6.971 t Calculado: 6.374 t	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 10.243 t Calculado: 5.048 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm ² Calculado: 1657.57 kp/cm ²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Limite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 19.222 t Calculado: 0.658 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 2669.77 kp/cm ² Calculado: 1585.65 kp/cm ² Calculado: 1422.27 kp/cm ² Calculado: 1795.91 kp/cm ² Calculado: 1823.67 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: Limitación de la deformabilidad de los vuelos - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 1206.4 Calculado: 843.139 Calculado: 4726.56 Calculado: 4559.82	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo	Máximo: 2669.77 kp/cm ² Calculado: 1250.2 kp/cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.133 - Punto de tensión local máxima: (1.38778e-017, -0.12125)		

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (a) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $\alpha > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $\alpha < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope (CTE DB SE-A 8.6.3).

En uniones a tope con penetración parcial la resistencia de cálculo se determinará como la de los cordones de soldadura en ángulo, teniendo en cuenta lo siguiente:

a) el espesor de garganta será la profundidad de la penetración que se pueda conseguir de forma estable, que se debe determinar mediante evidencia experimental previa.

para el caso de que se tenga preparación de bordes en U, V, J o recto, se tomará como espesor de garganta el canto nominal de la preparación menos 2,0 mm, a menos que se puedan justificar experimentalmente valores superiores.

Comprobaciones geométricas						
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Rigidizador y-y ($\alpha = -103$): Soldadura a la placa base	En ángulo	4	--	400	6.0	90.00
Rigidizador y-y ($\alpha = 103$): Soldadura a la placa base	En ángulo	4	--	400	6.0	90.00
Soldadura de los pernos a la placa base	De penetración parcial	--	6	63	18.0	90.00
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas						

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Rigidizador y-y (x = -103): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							410.0	0.85
Rigidizador y-y (x = 103): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							410.0	0.85
Soldadura de los pernos a la placa base	0.0	0.0	197.1	341.3	88.45	0.0	0.00	410.0	0.85



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6. ESTRUCTURA METÁLICA:

6.7 PLACA DE ANCLAJE TIPO 4



Comprobaciones

1) Pilar HE 200 A

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (a) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $a > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $a < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Comprobaciones geométricas								
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)			
Soldadura perimetral a la placa	En ángulo	5	983	6.5	90.00			
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas								
Comprobación de resistencia								
Ref.	Tensión de Von Mises				Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)		
Soldadura perimetral a la placa	La comprobación no procede.						410.0	0.85

2) Placa de anclaje

Referencia:		
-Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 400 mm Espesor: 18 mm -Pernos: 6Ø20 mm L=45 cm Patilla a 90 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x8.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 60 mm Calculado: 185 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 diámetros	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 31.4	Cumple
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 20 cm Calculado: 45 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 10.194 t Calculado: 7.92 t Máximo: 7.136 t Calculado: 1.209 t Máximo: 10.194 t Calculado: 9.648 t	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 10.243 t Calculado: 7.439 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm ² Calculado: 2468.98 kp/cm ²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Limite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 19.222 t Calculado: 1.134 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 2669.77 kp/cm ² Calculado: 1641.36 kp/cm ² Calculado: 1633.1 kp/cm ² Calculado: 2345.75 kp/cm ² Calculado: 2379.24 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: Limitación de la deformabilidad de los vuelos - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 1305.14 Calculado: 1317.57 Calculado: 3588.28 Calculado: 3412.77	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo	Máximo: 2669.77 kp/cm ² Calculado: 2111.5 kp/cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.17 - Punto de tensión local máxima: (1.38778e-017, -0.12125)		

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (a) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $\alpha > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $\alpha < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope (CTE DB SE-A 8.6.3).

En uniones a tope con penetración parcial la resistencia de cálculo se determinará como la de los cordones de soldadura en ángulo, teniendo en cuenta lo siguiente:

a) el espesor de garganta será la profundidad de la penetración que se pueda conseguir de forma estable, que se debe determinar mediante evidencia experimental previa.

para el caso de que se tenga preparación de bordes en U, V, J o recto, se tomará como espesor de garganta el canto nominal de la preparación menos 2,0 mm, a menos que se puedan justificar experimentalmente valores superiores.

Comprobaciones geométricas						
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Rigidizador y-y (x = -104): Soldadura a la placa base	En ángulo	6	--	400	8.0	90.00
Rigidizador y-y (x = 104): Soldadura a la placa base	En ángulo	6	--	400	8.0	90.00
Soldadura de los pernos a la placa base	De penetración parcial	--	8	63	18.0	90.00
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas						

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Rigidizador y-y (x = -104): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							410.0	0.85
Rigidizador y-y (x = 104): Soldadura a la placa base	La comprobación no procede.							410.0	0.85
Soldadura de los pernos a la placa base	0.0	0.0	193.6	335.3	86.89	0.0	0.00	410.0	0.85



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIÓN

6. ESTRUCTURA METÁLICA:

6.8 UNIÓN VIGA-PILAR TIPO (PÓRTICO TIPO INTERIOR)



Comprobaciones

1) Pilar HE 260 A

– Panel

Esbeltez del alma del pilar (CTE DB SE-A, 6.3.3.4.)

La esbeltez del alma del pilar debe satisfacer la condición:

$$\frac{d_{wc}}{t_{wc}} \leq 70\varepsilon$$

30.00 ≤ 64.71 ✓

Donde:

 d_{wc} : Canto del alma d_{wc} : 225 mm t_{wc} : Espesor del alma. t_{wc} : 7.5 mm

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

e : 0.92 f_y : Tensión de límite elástico. f_y : 275.00 N/mm²

Resistencia a cortante del alma del pilar (CTE DB SE-A 8.8.6)

Debe cumplirse:

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$$

87.70 kN ≤ 255.17 kN ✓

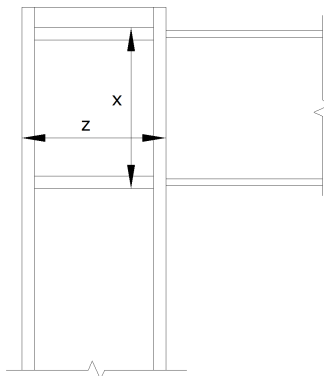
 $V_{wp,Ed}$: Esfuerzo cortante de cálculo. $V_{wp,Ed}$: 87.70 kN $V_{wp,Rd}$: Resistencia plástica de cálculo a cortante del alma $V_{wp,Rd}$: 255.17 kN

Donde:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

 A_{vc} : Área sometida a cortante f_{yd} : Resistencia de cálculo. f_{yd} : 261.90 N/mm²

Dirección	A_{vc} (mm ²)	$V_{wp,Ed}$ (kN)	$V_{wp,Rd}$ (kN)	Aprov. (%)
z	1875	87.70	255.17	34.37
x	1896	88.16	257.97	34.17



- Rigidizador superior

Tensión de Von Mises en rigidizador (CTE DB SE-A, 6.1)

Debe cumplirse:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$26.11 \text{ N/mm}^2 \leq 261.90 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

s: Tensión normal

$$s : \underline{-26.11} \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_{\perp}}{L_{\perp} \cdot t}$$

F_⊥: Esfuerzo de cálculo normal de la sección

$$F_{\perp} : \underline{-36.92} \text{ kN}$$

L_⊥: Anchura efectiva para esfuerzos normales

$$L_{\perp} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Tensión tangencial

$$t : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{F_{\parallel}}{L_{\parallel} \cdot t}$$

F_∥: Esfuerzo de cálculo tangencial de la sección

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_∥: Anchura efectiva para esfuerzos tangenciales

$$L_{\parallel} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Espesor

$$t : \underline{14.0} \text{ mm}$$

f_y: Tensión de límite elástico.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

g_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.

$$g_{M0} : \underline{1.05}$$

- Rigidizador inferior

Tensión de Von Mises en rigidizador (CTE DB SE-A, 6.1)

Debe cumplirse:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$1.39 \text{ N/mm}^2 \leq 261.90 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

s: Tensión normal

$$s : \underline{-1.39} \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_{\perp}}{L_{\perp} \cdot t}$$

F_⊥: Esfuerzo de cálculo normal de la sección

$$F_{\perp} : \underline{-1.97} \text{ kN}$$

L_⊥: Anchura efectiva para esfuerzos normales

$$L_{\perp} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Tensión tangencial

$$t : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{F_{\parallel}}{L_{\parallel} \cdot t}$$

F_∥: Esfuerzo de cálculo tangencial de la sección

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_∥: Anchura efectiva para esfuerzos tangenciales

$$L_{\parallel} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Espesor

$$t : \underline{14.0} \text{ mm}$$

f_y: Tensión de límite elástico.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

g_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.

$$g_{M0} : \underline{1.05}$$

- Rigidizador superior

Tensión de Von Mises en rigidizador (CTE DB SE-A, 6.1)

Debe cumplirse:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$26.11 \text{ N/mm}^2 \leq 261.90 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

s: Tensión normal

$$s : \underline{-26.11} \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_{\perp}}{L_{\perp} \cdot t}$$

F_⊥: Esfuerzo de cálculo normal de la sección

$$F_{\perp} : \underline{-36.92} \text{ kN}$$

L_⊥: Anchura efectiva para esfuerzos normales

$$L_{\perp} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Tensión tangencial

$$t : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{F_{\parallel}}{L_{\parallel} \cdot t}$$

F_∥: Esfuerzo de cálculo tangencial de la sección

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_∥: Anchura efectiva para esfuerzos tangenciales

$$L_{\parallel} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Espesor

$$t : \underline{14.0} \text{ mm}$$

f_y: Tensión de límite elástico.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

g_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.

$$g_{M0} : \underline{1.05}$$

- Rigidizador inferior

Tensión de Von Mises en rigidizador (CTE DB SE-A, 6.1)

Debe cumplirse:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$1.39 \text{ N/mm}^2 \leq 261.90 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

s: Tensión normal

$$s : \underline{-1.39} \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_{\perp}}{L_{\perp} \cdot t}$$

F_⊥: Esfuerzo de cálculo normal de la sección

$$F_{\perp} : \underline{-1.97} \text{ kN}$$

L_⊥: Anchura efectiva para esfuerzos normales

$$L_{\perp} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Tensión tangencial

$$t : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{F_{\parallel}}{L_{\parallel} \cdot t}$$

F_∥: Esfuerzo de cálculo tangencial de la sección

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_∥: Anchura efectiva para esfuerzos tangenciales

$$L_{\parallel} : \underline{101} \text{ mm}$$

t: Espesor

$$t : \underline{14.0} \text{ mm}$$

f_y: Tensión de límite elástico.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

g_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.

$$g_{M0} : \underline{1.05}$$

- Comprobaciones por unión con elemento "

- Ala

Cortante en el ala por los rigidizadores (CTE DB SE-A, 6.1)

Debe cumplirse:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$20.62 \text{ N/mm}^2 \leq 261.90 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

s: Tensión normal

$$s : \frac{20.62}{\text{N/mm}^2}$$

t: Tensión tangencial

$$t : \frac{0.00}{\text{N/mm}^2}$$

f_y : Tensión de límite elástico.

$$f_y : \frac{275.00}{\text{N/mm}^2}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.

$$\gamma_{M0} : \frac{1.05}{\text{N/mm}^2}$$

- Comprobaciones por unión con elemento 'Viga HE 120 A'

- Ala

Resistencia a flexión del ala del pilar (Criterio de CYPE)

La comprobación no procede.

Punzonamiento (Criterio de CYPE, basado en Tabla 7.13 EN 1993-1-8: 2005)

La comprobación no procede.

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (a) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $a > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $a < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Soldadura del rigidizador superior a las alas	En ángulo	6	101	12.5	90.00
Soldadura del rigidizador superior al alma	En ángulo	3	177	7.5	90.00
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	En ángulo	6	101	12.5	90.00
Soldadura del rigidizador inferior al alma	En ángulo	3	177	7.5	90.00
Soldadura del rigidizador superior a las alas	En ángulo	6	101	12.5	90.00
Soldadura del rigidizador superior al alma	En ángulo	3	177	7.5	90.00
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	En ángulo	6	101	12.5	90.00
Soldadura del rigidizador inferior al alma	En ángulo	3	177	7.5	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas	21.5	21.5	0.0	43.1	11.16	21.5	6.57	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	0.0	0.0	34.8	60.2	15.60	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	1.1	1.1	0.0	2.3	0.60	1.2	0.35	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	0.0	0.0	1.9	3.2	0.83	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas	21.5	21.5	0.0	43.1	11.16	21.5	6.57	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	0.0	0.0	34.8	60.2	15.60	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	1.1	1.1	0.0	2.3	0.60	1.2	0.35	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	0.0	0.0	1.9	3.2	0.83	0.0	0.00	410.0	0.85

2) Viga HE 260 A

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (α) comprendido entre 60° y 120° . Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $\alpha > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $\alpha < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Soldadura del ala superior	En ángulo	6	260	12.5	84.15
Soldadura del alma	En ángulo	4	178	7.5	90.00
Soldadura del ala inferior	En ángulo	6	260	12.5	84.15

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	20.9	18.9	0.0	38.8	10.06	20.9	6.38	410.0	0.85
Soldadura del alma	16.7	16.7	8.8	36.7	9.50	16.7	5.08	410.0	0.85
Soldadura del ala inferior	1.2	1.3	0.0	2.6	0.67	1.2	0.37	410.0	0.85

3) Viga HE 120 A

– Alma

Resistencia de la zona soldada (Criterio de CYPE, basado en CTE DB SE-A, 6.1)

Debe cumplirse:

$$\sqrt{\left(\frac{F_x}{A}\right)^2 + 3\left(\frac{F_y}{A}\right)^2 + 3\left(\frac{F_z}{A}\right)^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$261.77 \text{ N/mm}^2 \leq 261.90 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

 F_x : Esfuerzo solicitante en la dirección x

$F_x : \underline{49.25} \text{ kN}$

 F_y : Esfuerzo solicitante en la dirección y

$F_y : \underline{0.00} \text{ kN}$

 F_z : Esfuerzo solicitante en la dirección z

$F_z : \underline{-35.32} \text{ kN}$

A: Área de la zona soldada del alma

$A : \underline{300} \text{ mm}$

 f_y : Tensión de límite elástico.

$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$

 g_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.

$g_{M0} : \underline{1.05}$

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (α) comprendido entre 60° y 120°. Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $\alpha > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $\alpha < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura del alma	En ángulo	3	60	5.0	90.00				
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	96.7	96.7	98.1	257.5	66.73	96.7	29.49	410.0	0.85

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y
TECNOLOGÍA**

Grado en Ingeniería Mecánica

TRABAJO FIN DE GRADO

**DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO**

PLANOS

Autor:

Elena Pérez Alonso

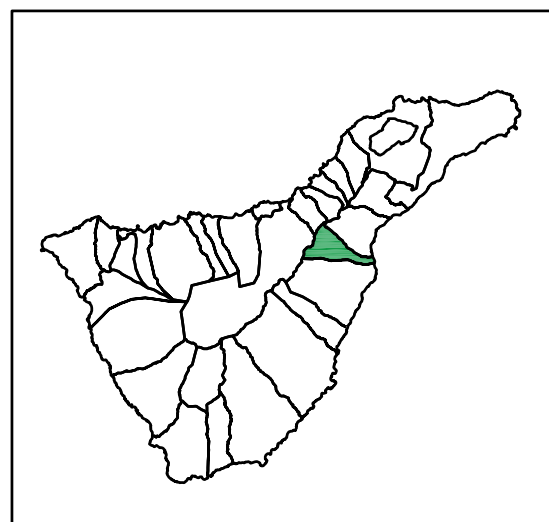
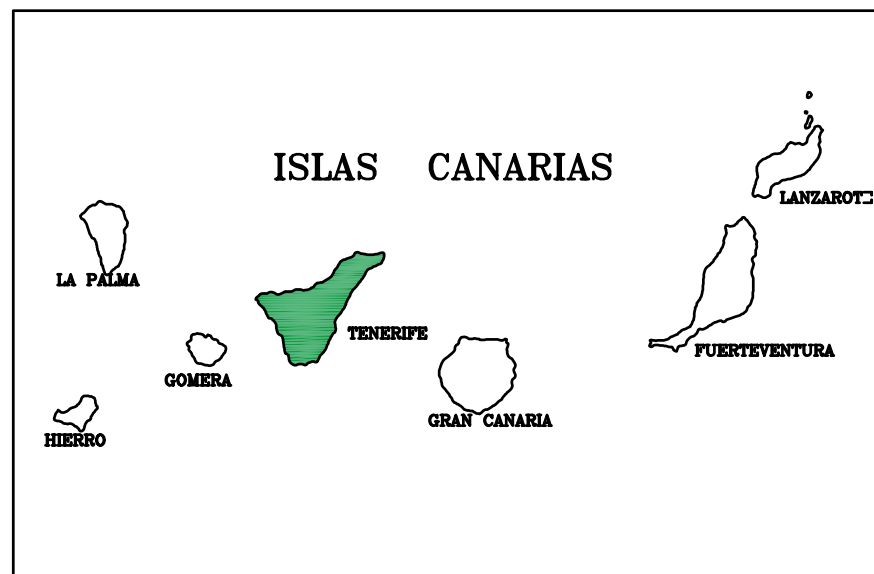
Profesores:

Claudio Briones Barrera
Felipe Santiago Alcover Brito




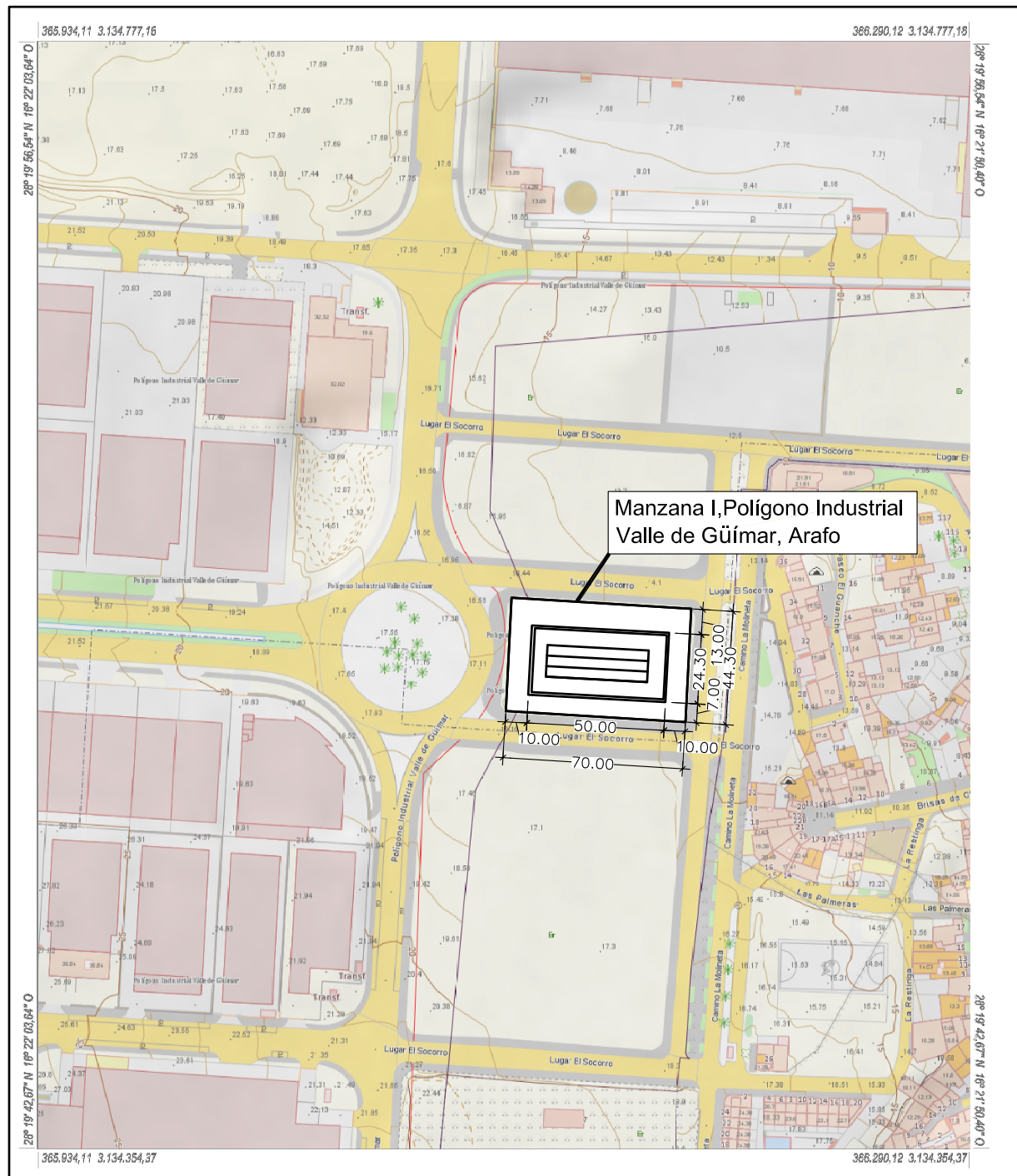
ÍNDICE

PLANO 1.	SITUACIÓN
PLANO 2.	EMPLAZAMIENTO
PLANO 3.	PLANTA Y ALZADO
PLANO 4.	PLANTA ACOTADA
PLANO 5.	PLANTA CUBIERTA
PLANO 6.	FACHADAS SUR Y ESTE
PLANO 7.	FACHADAS NORTE Y OESTE
PLANO C.1.	PLANTA CIMENTACIÓN
PLANO C.2.	DETALLES DE ZAPATAS
PLANO C.3.	VIGAS DE ATADO
PLANO C.4	DETALLES DE CIMENTACIÓN
PLANO HA.1.	FORJADO PLANTA CUBIERTA DE HORMIGÓN ARMADO
PLANO HA.2	CUADRO DE PILARES Y DESPIECE DE ARMADURAS
PLANO HA.3.	VIGAS 1
PLANO HA.4.	VIGAS: DESPIECE DE ARMADURAS 2
PLANO HA.5.	VIGAS: DESPIECE DE ARMADURAS 3
PLANO M.1.	PLANTA PLACAS DE ANCLAJE
PLANO M.2.	PLANTA ESTRUCTURA METÁLICA
PLANO M.3.	PÓRTICOS A,B,C METÁLICOS
PLANO M.4.	PÓRTICO D, METÁLICO
PLANO M.5.	PÓRTICOS METÁLICOS
PLANO M.6.	DETALLES ESTRUCTURA METÁLICA
PLANO S.1.	SECCIÓN (A-A´) Y DETALLE CANALÓN
PLANO S.2.	SECCIÓN (B-B´) Y DETALLES

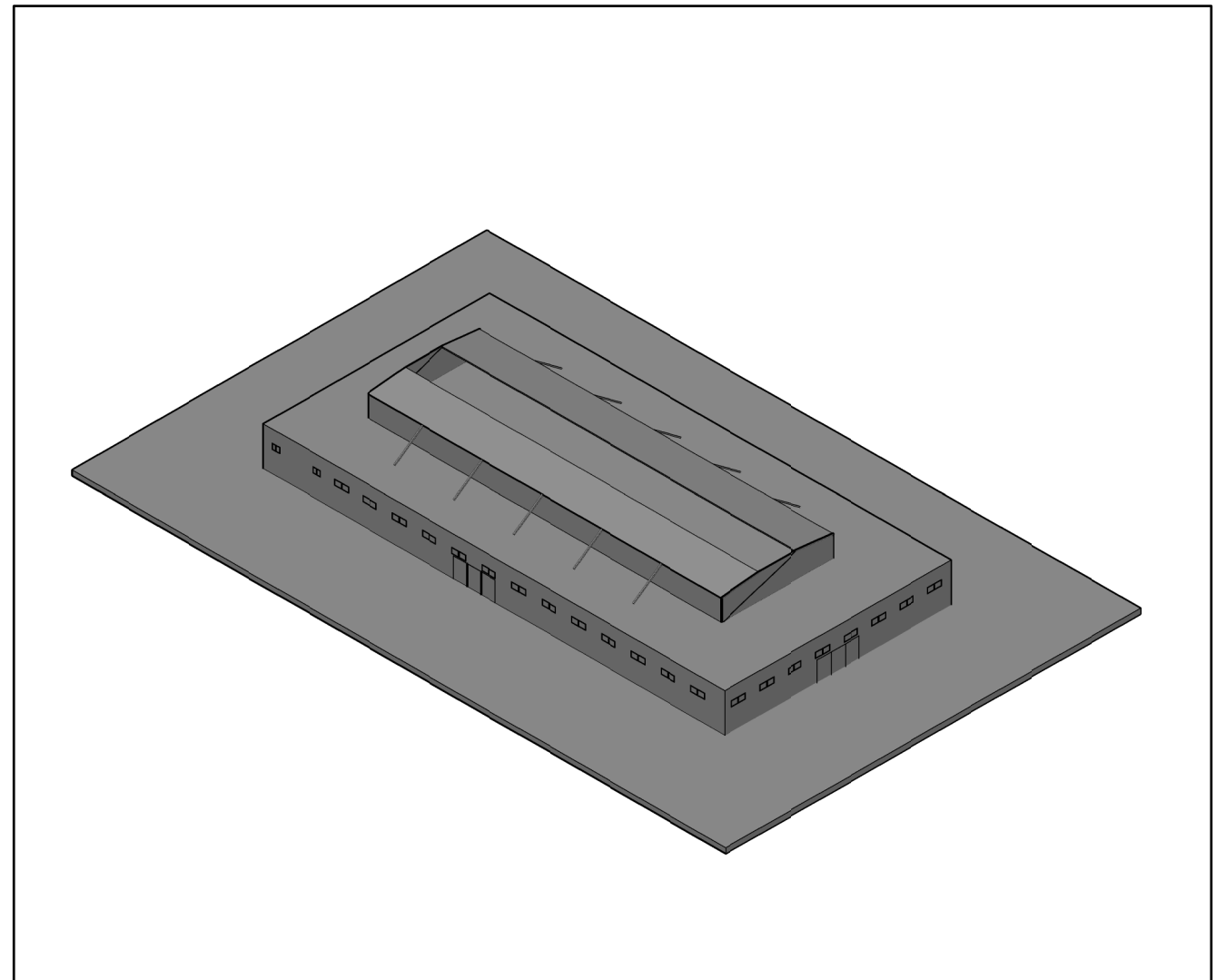


E 1/250.000

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 Universidad de La Laguna	ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
Comprobado: 07/2021			Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna
SITUACIÓN		Nº PLANO: 1	



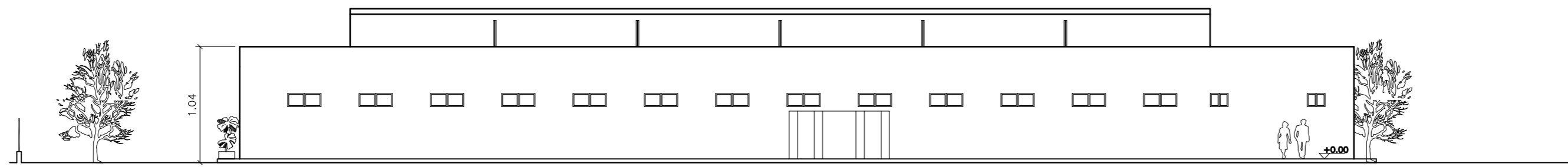
E 1/100.000



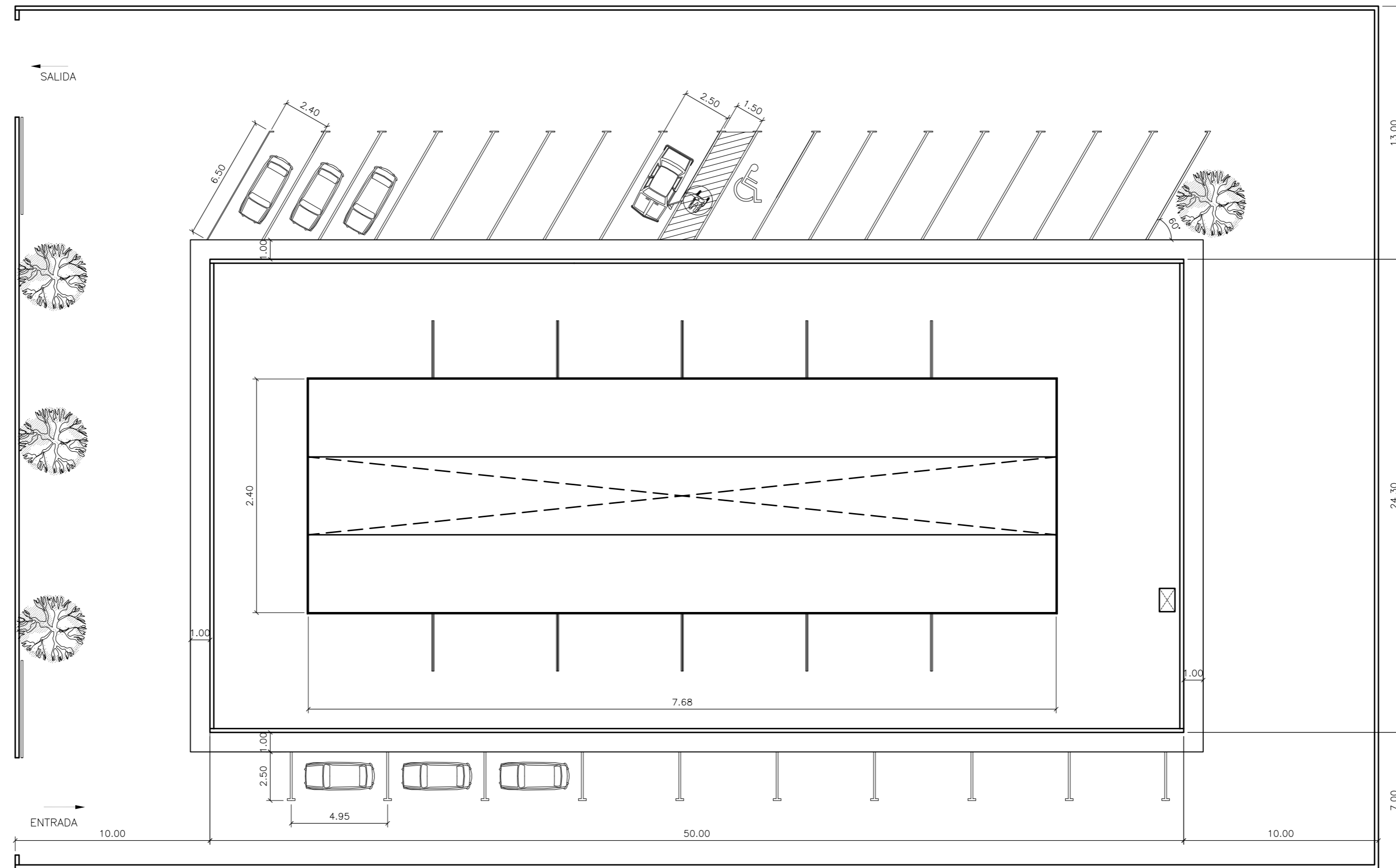
VISTA 3D

Cumplimiento Normativa Urbanística			
	Normativa	Proyecto	Cumple
Uso	Cívico- comercial	Comercial	SÍ
Máximo % de ocupación	50 %	39%	SÍ
Edificabilidad máxima (m ² e/m ² s)	2	0,39	SÍ
Altura máx. en n° de plantas	6	1	SÍ
Altura normativa en metros	20	6,9	SÍ
N° de plazas de aparcamiento 1/100 m ² const.	12	25	SÍ

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 Universidad de La Laguna	ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna
Comprobado: 19/03/2021	EMPLAZAMIENTO		Nº PLANO: 2



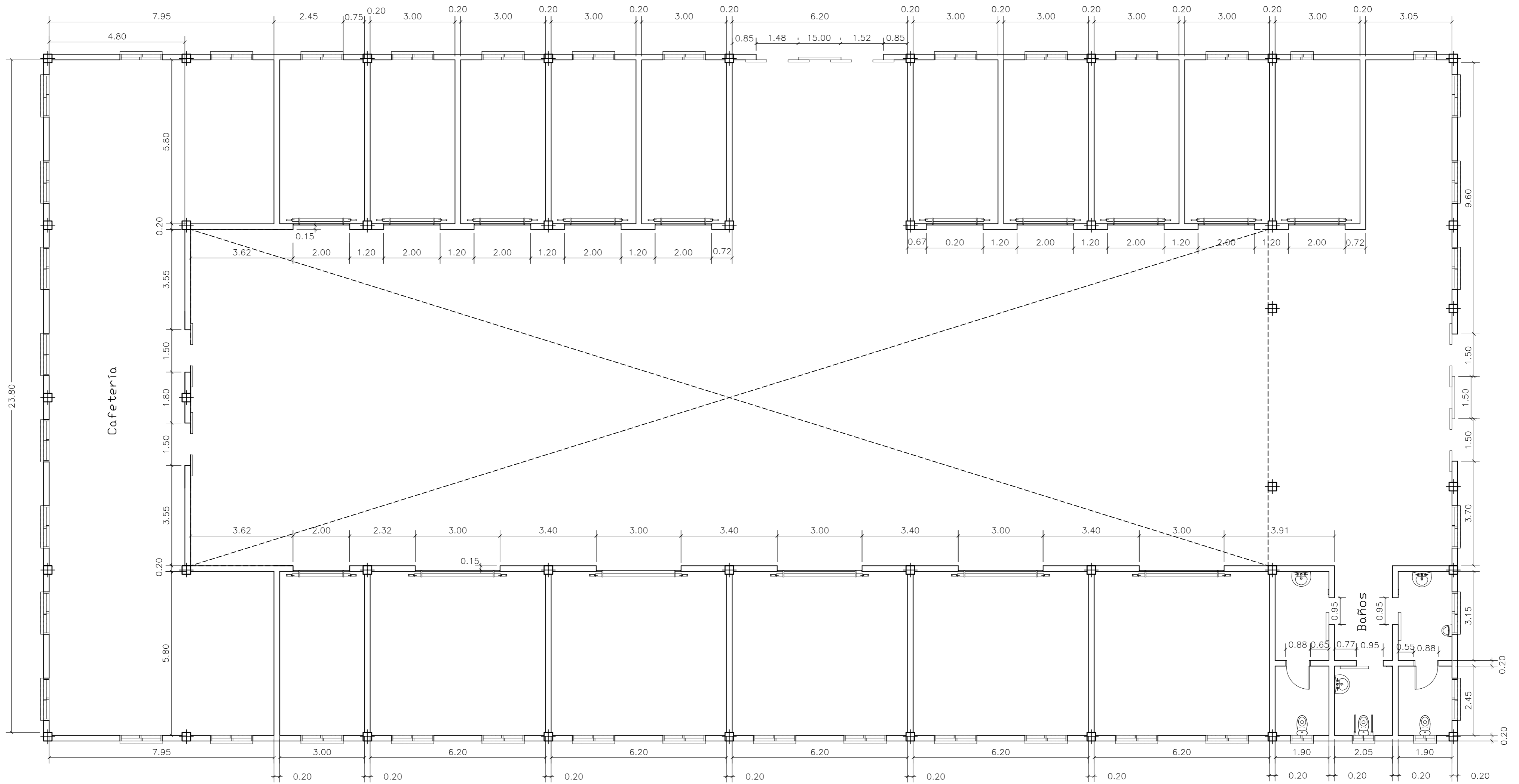
ALZADO



PLANTA

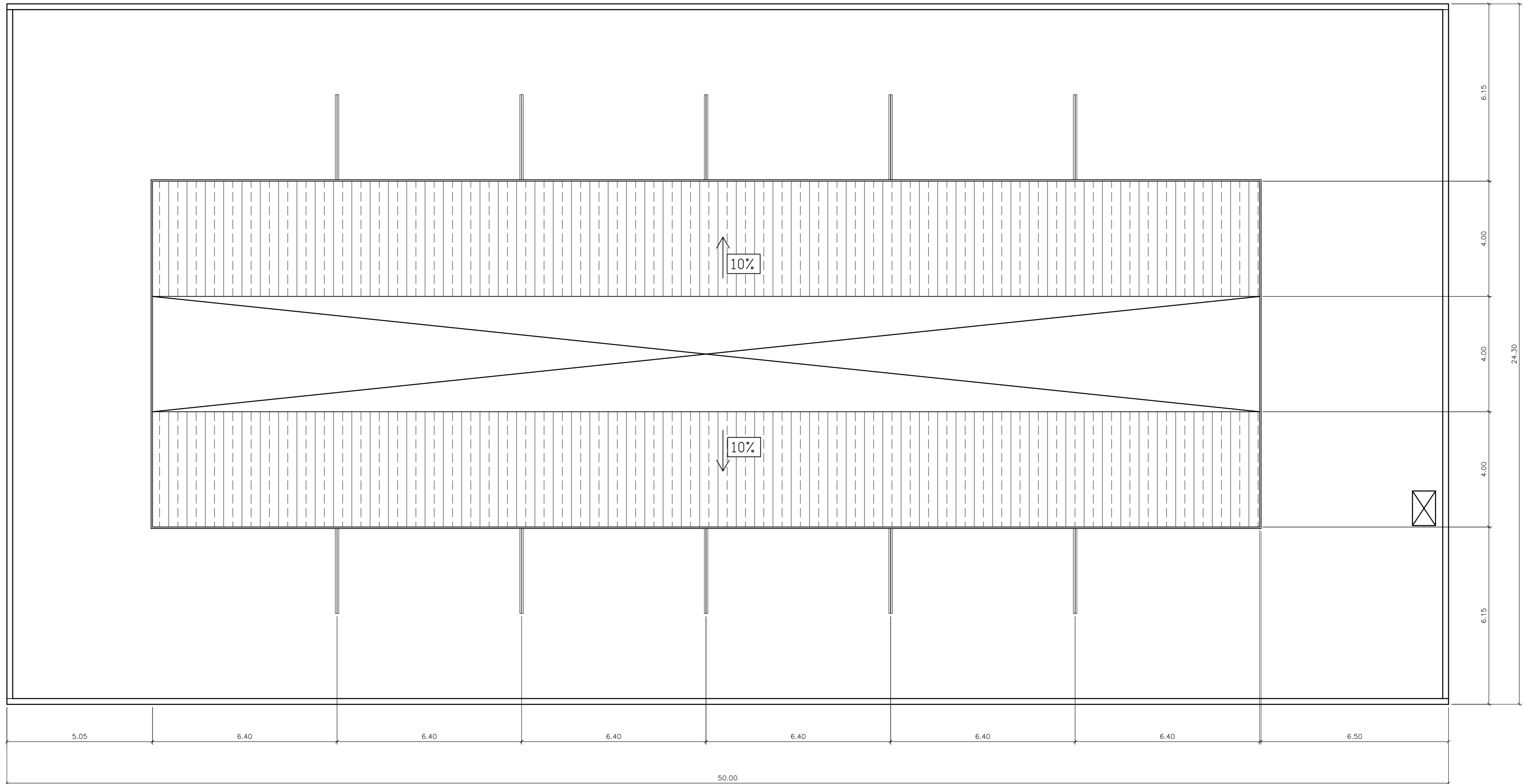
COTAS EN METROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> <i>Universidad de La Laguna</i>	Nº PLANO: 3
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1/200	PLANTA Y ALZADO		



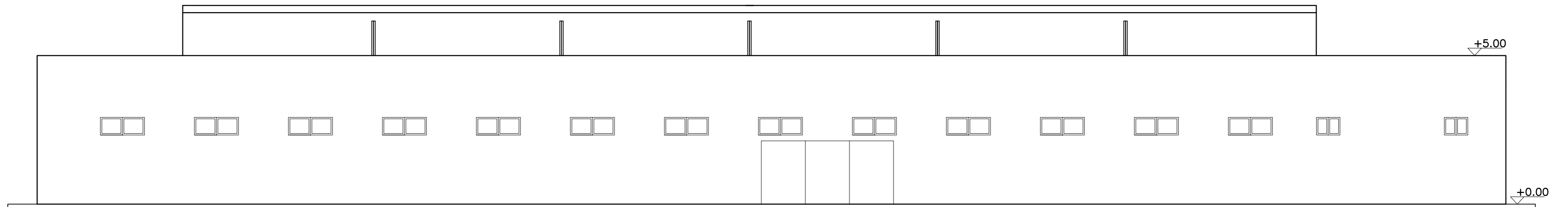
COTAS EN METROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> <i>Universidad de La Laguna</i>	Nº PLANO: 4
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1:100	PLANTA ACOTADA		

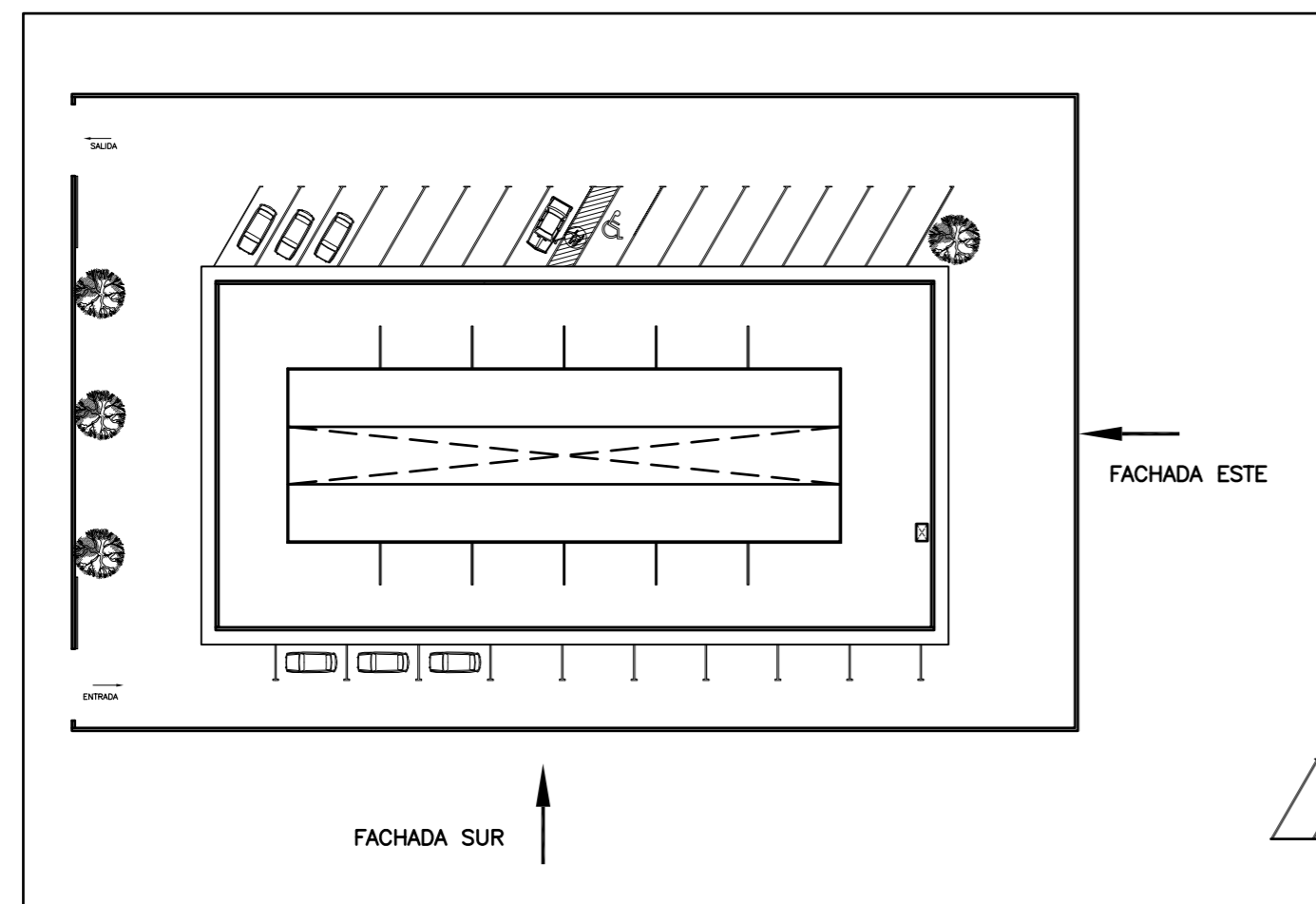


COTAS EN METROS

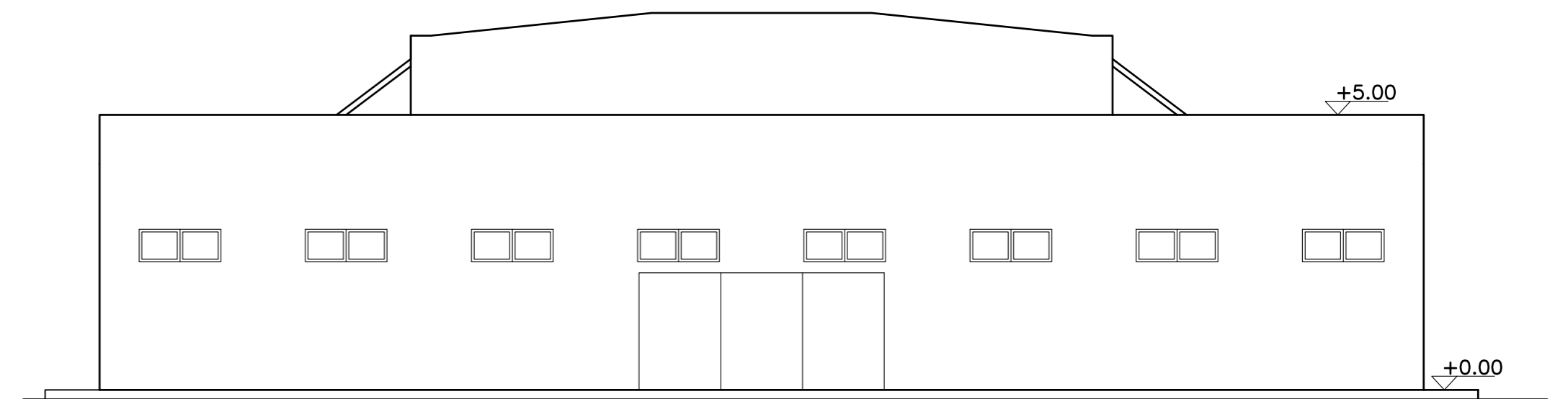
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 Universidad de La Laguna	ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
Comprobado: 07/2021			Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna
ESCALA: 1:100	PLANTA CUBIERTA		Nº PLANO: 5



FACHADA SUR

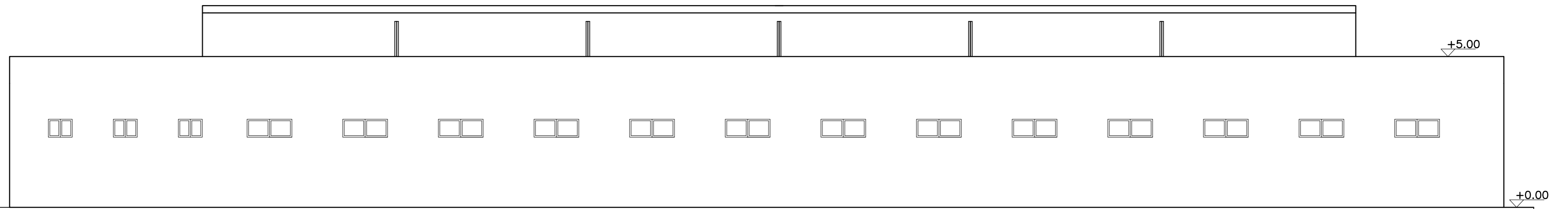


S/E

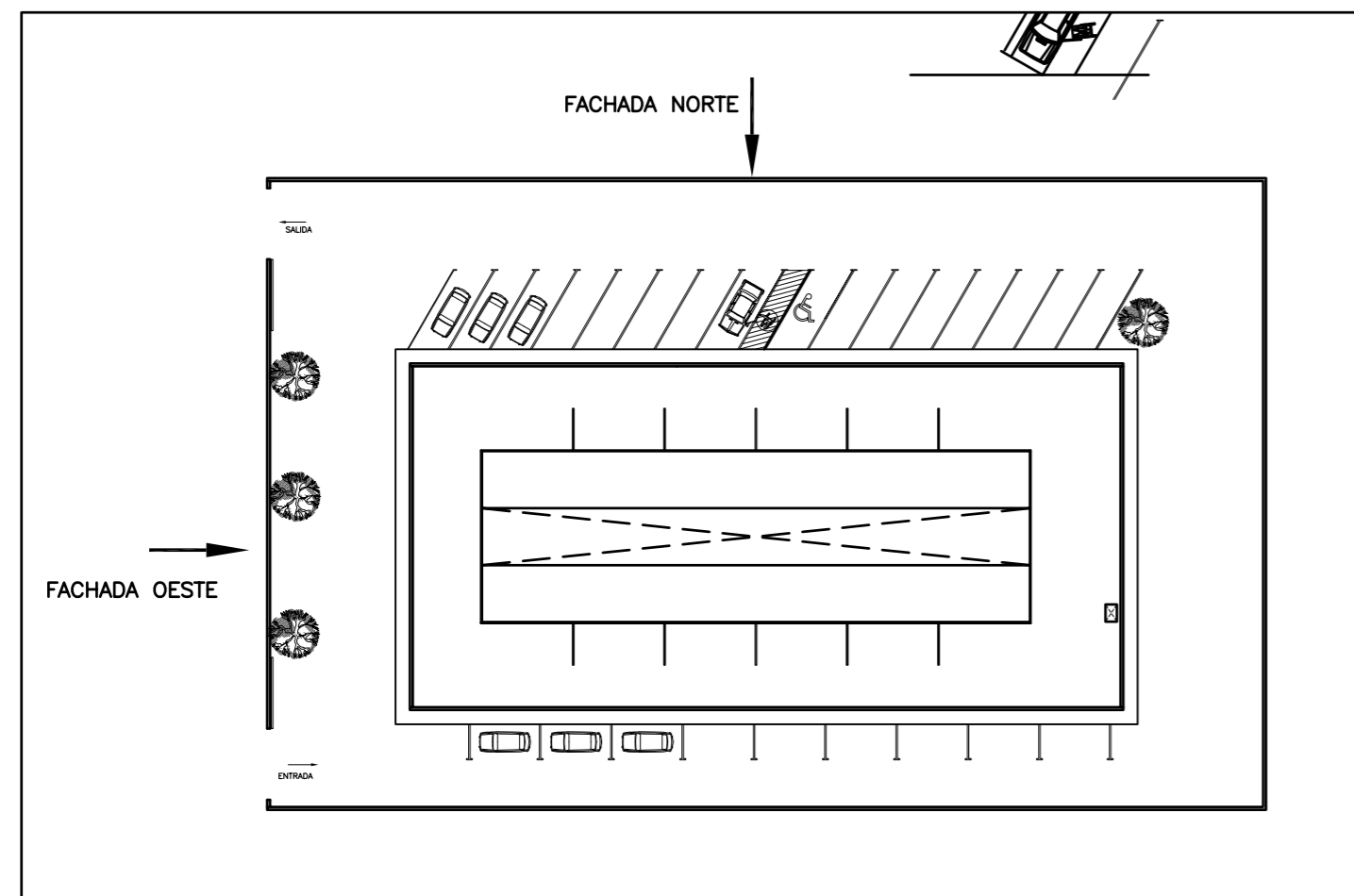


FACHADA ESTE

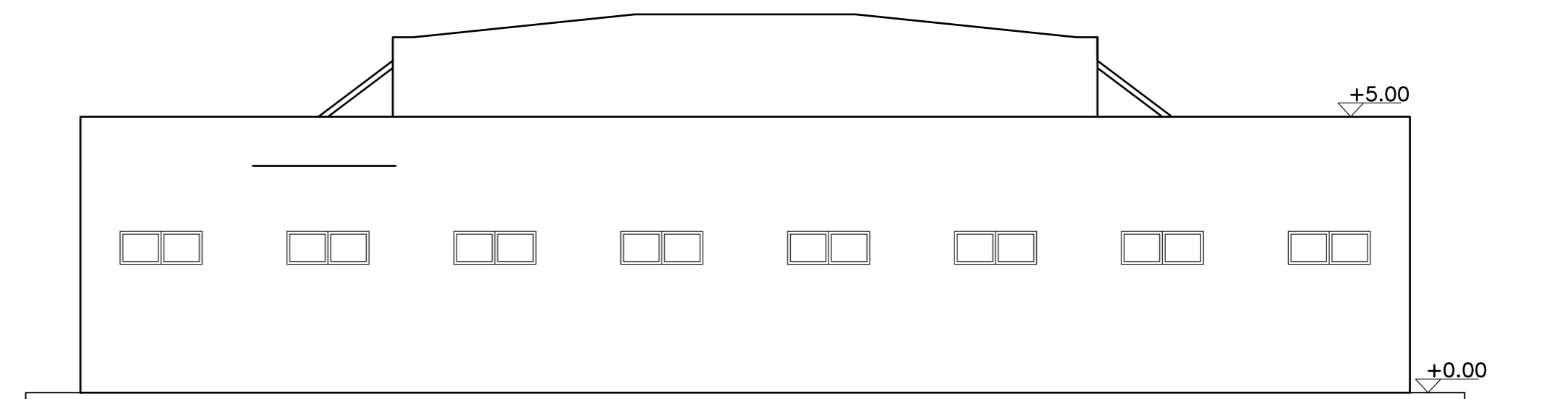
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 Universidad de La Laguna	ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> <i>Universidad de La Laguna</i>
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1:100	FACHADAS SUR Y ESTE		Nº PLANO: 6



FACHADA NORTE

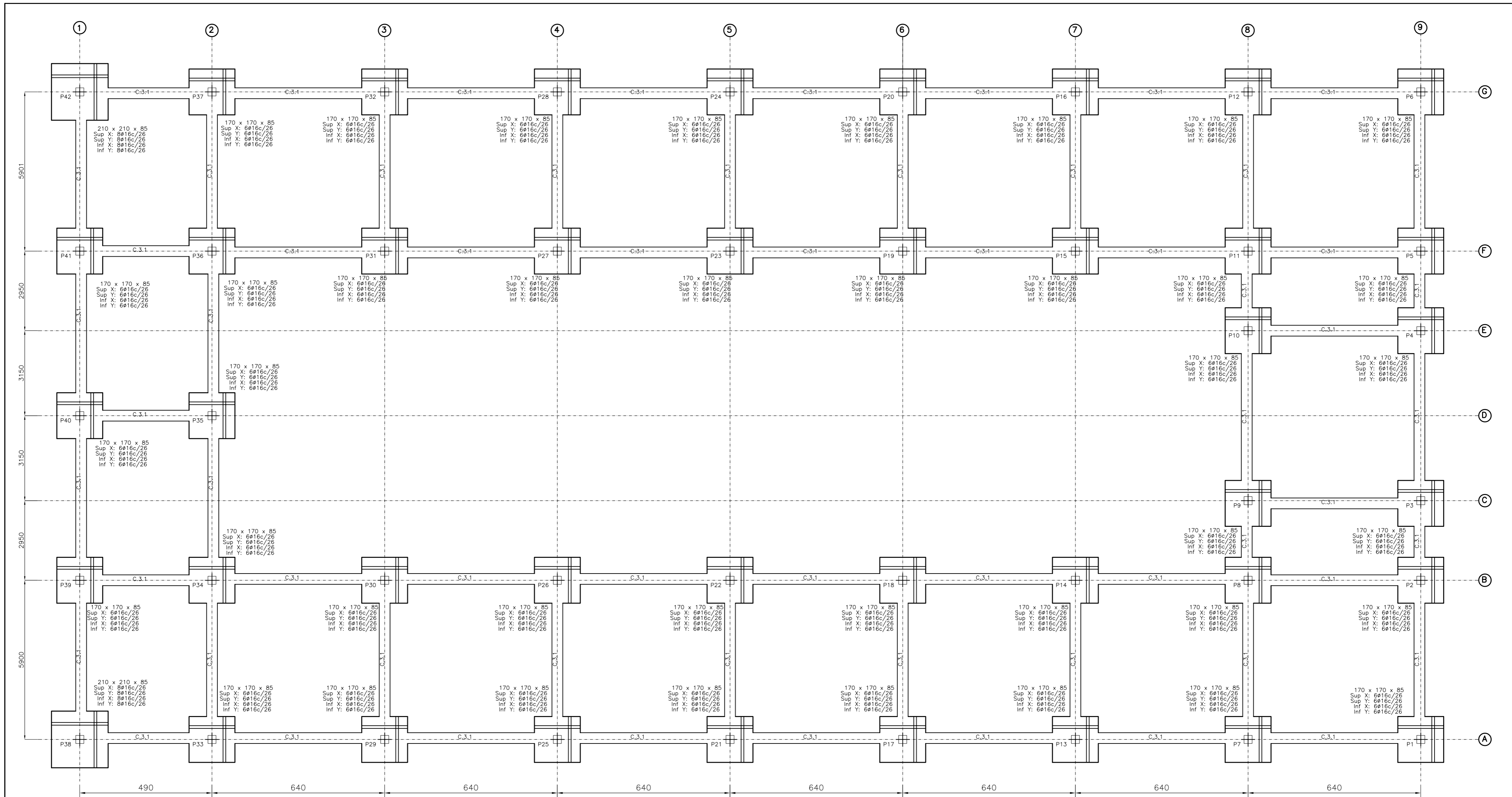


S/E

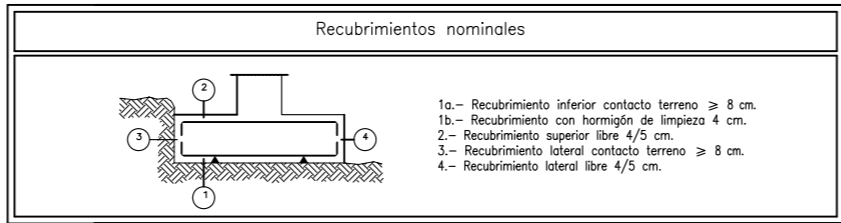


FACHADA OESTE

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> <i>Universidad de La Laguna</i>	Nº PLANO: 7
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1:100	FACHADAS NORTE Y OESTE		



Características de los materiales - Zapatas de cimentación									
Materiales	Hormigón					Acero			
	Control		Características			Control		Características	
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Zapatas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm	IIIa	Normal	$\gamma_s=1.15$	B 500 S
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm	IIIa	Normal	$\gamma_s=1.15$	B 500 S
Vigas centradoras	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm	IIIa	Normal	$\gamma_s=1.15$	B 500 S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_Q=1.50$ $\gamma_Q=1.60$	Adaptado a la Instrucción EHE						
Exposición/ambiente	Terreno		Terreno protegido u hormigón de limpieza			I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales (mm)	80		Ver Exposición/Ambiente			30	35	40	(45)
Notas									
- Control Estadístico en EHE, equivale a control normal - Solapes según EHE - El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ...									

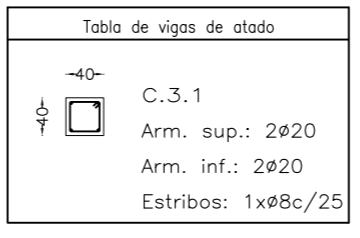


Datos geotécnicos

Tensión admisible del terreno considerada = 0.2 MPa = 2 Kg/cm²

Longitudes de solape en arranque de pilares. Lb					
Armadura	Sin acciones dinámicas		Con acciones dinámicas		Nota: Válido para hormigón F _{ck} >= 25 N/mm ² . Si F _{ck} >= 30 N/mm ² podrán reducirse dichas longitudes, de acuerdo al Art. 66 de la EHE.
	B 400 S	B 500 S	B 400 S	B 500 S	
ø12	25 cm	30 cm	40 cm	50 cm	
ø14	40 cm	45 cm	50 cm	60 cm	
ø16	45 cm	50 cm	60 cm	70 cm	
ø20	60 cm	65 cm	80 cm	100 cm	
ø25	80 cm	100 cm	110 cm	130 cm	

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN						
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura sup. Y
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P39, P40 y P41	170x170	85	6ø16c/26	6ø16c/26	6ø16c/26	6ø16c/26
P38 y P42	210x210	85	8ø16c/26	8ø16c/26	8ø16c/26	8ø16c/26

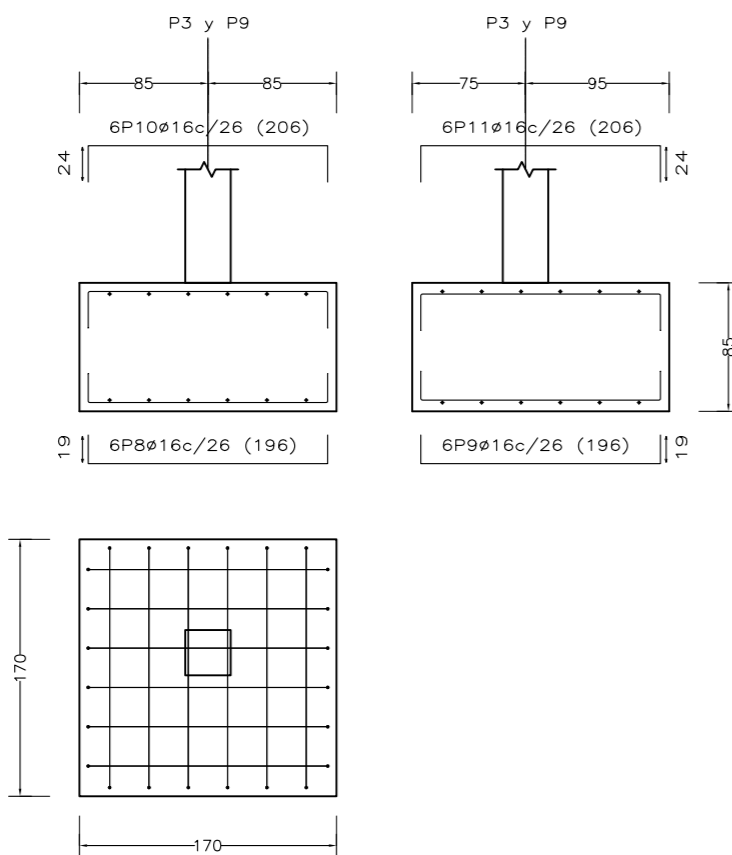


COTAS Y DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

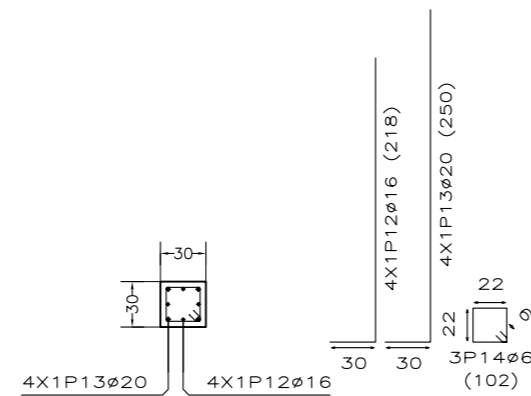
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna
Comprobado: 07/2021		
ESCALA: 1:100	PLANTA CIMENTACIÓN	Nº PLANO: C.1

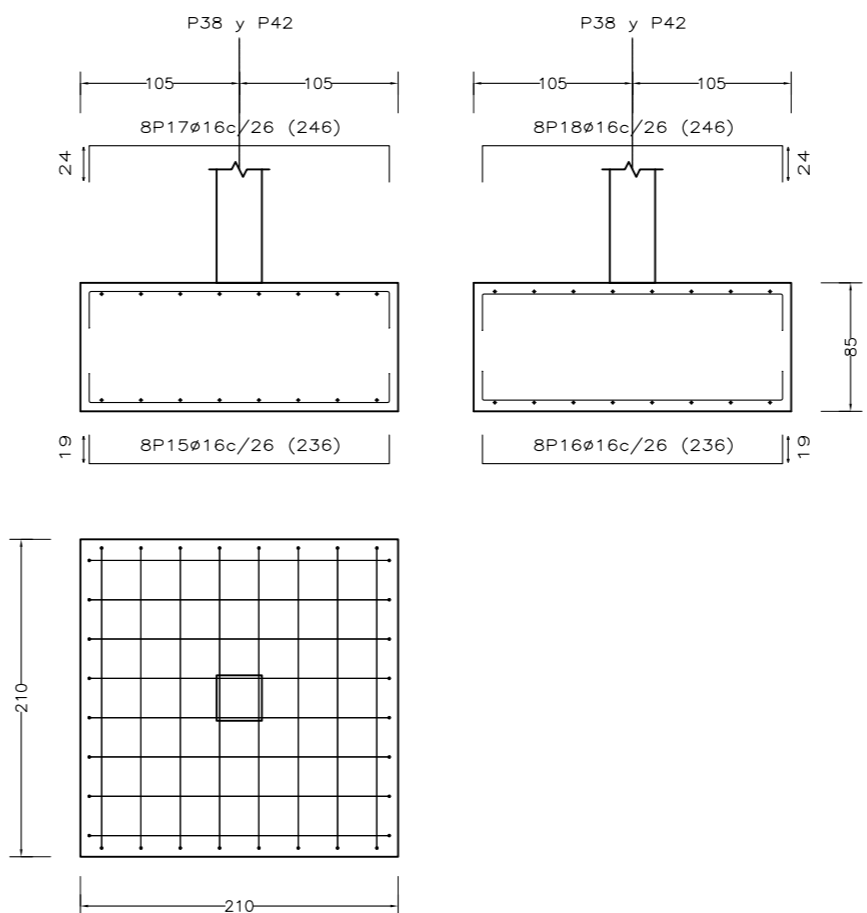
P3 y P9



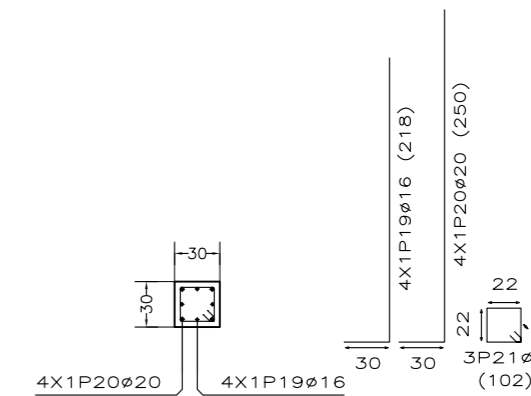
P3 y P9



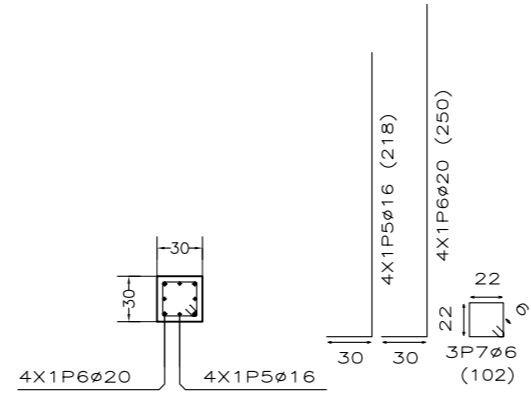
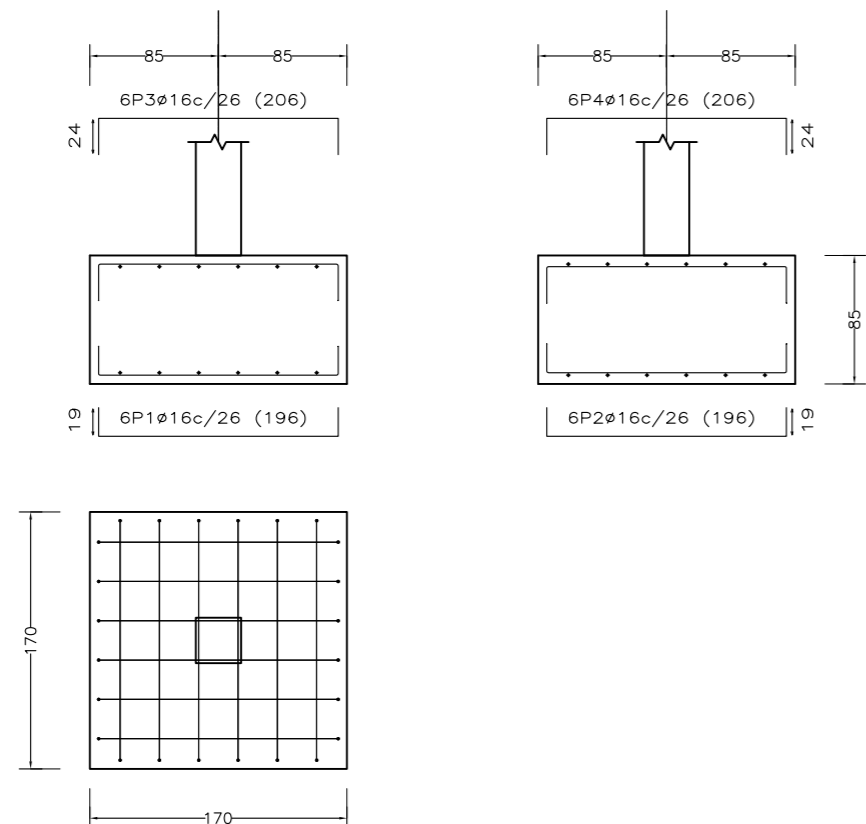
P38 y P42



P38 y P42



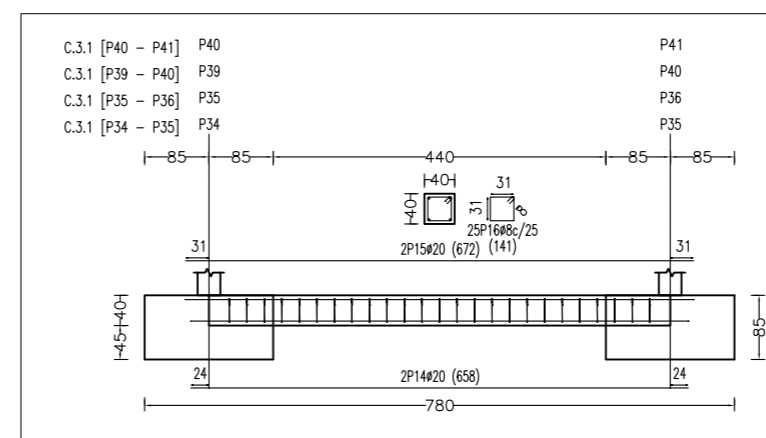
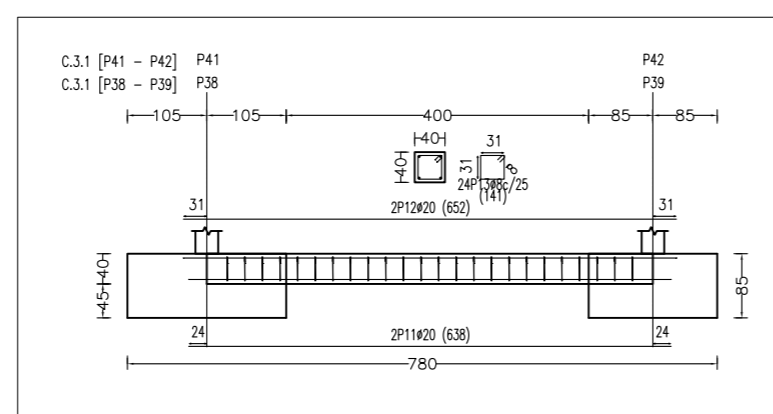
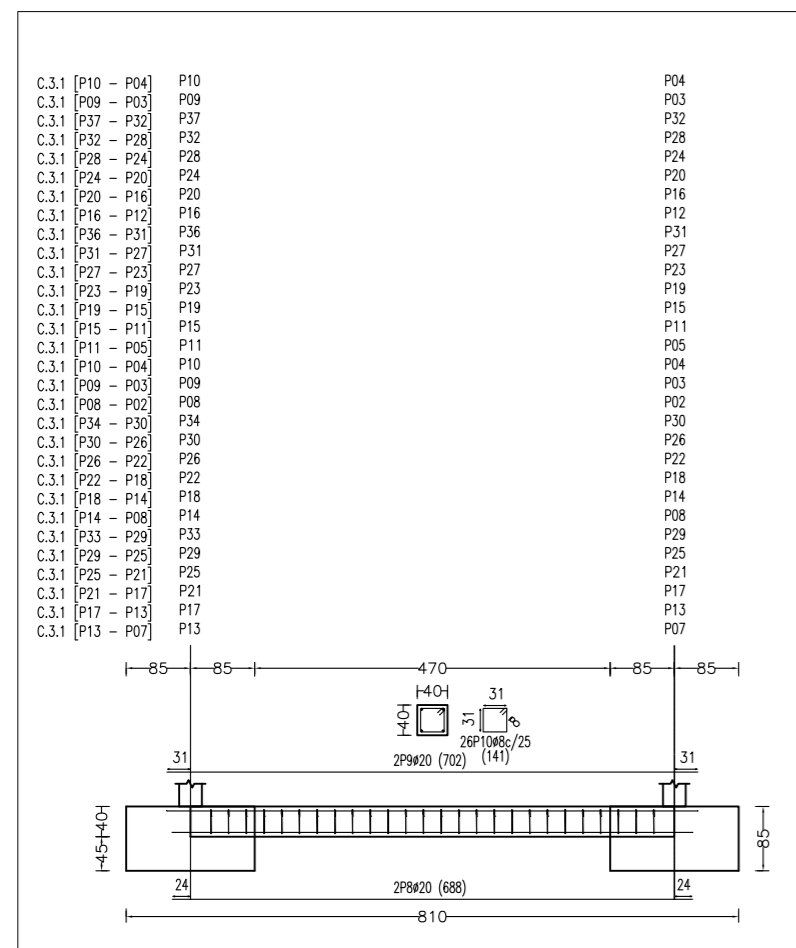
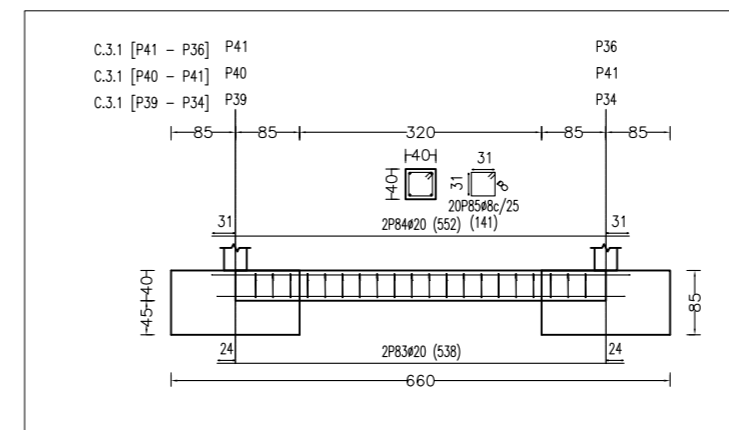
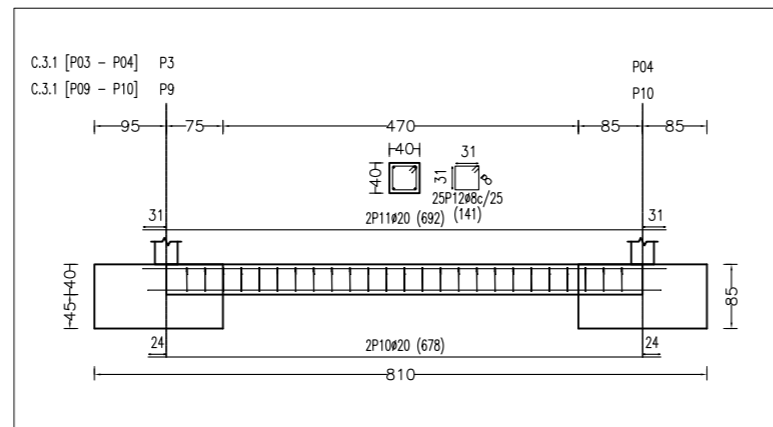
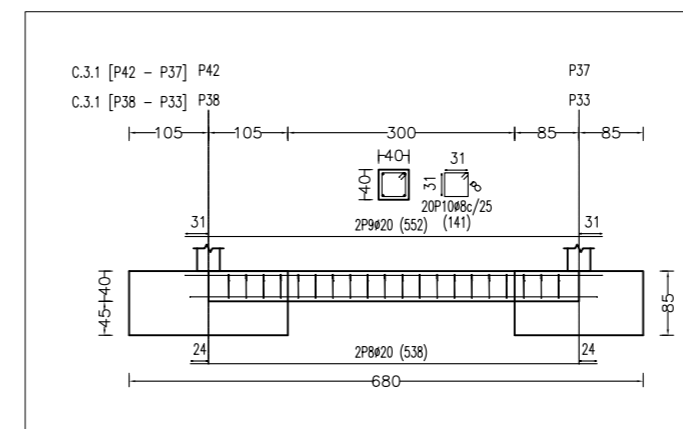
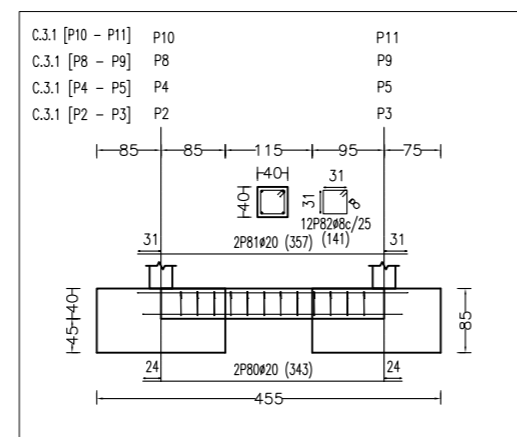
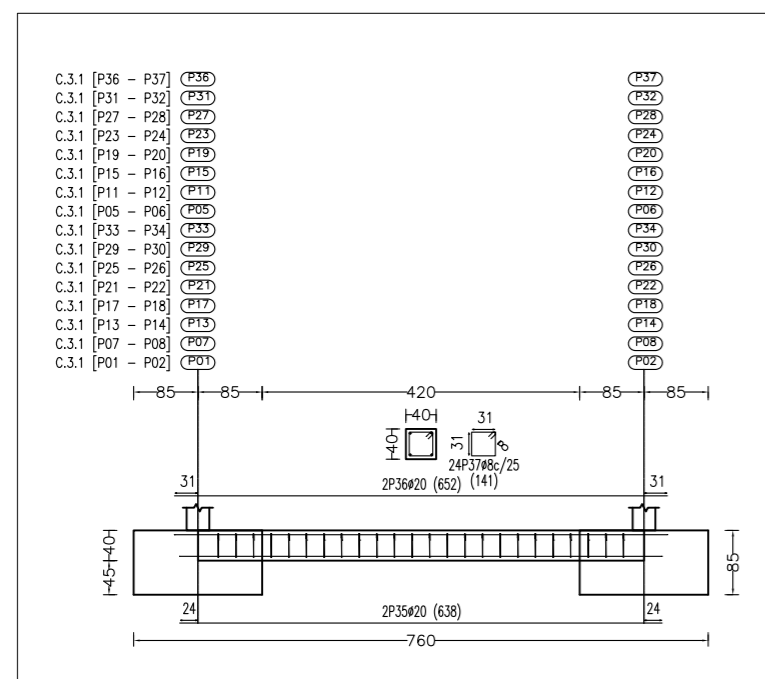
P1, P2, P4, P5, P6, P7, P8, P10, P11,
P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18,
P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25,
P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32,
P33, P34, P35, P36, P37, P39, P40 y P41



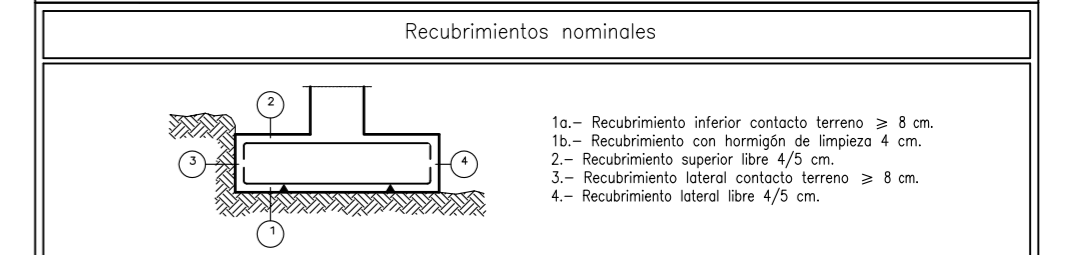
Características de los materiales - Zapatas de cimentación								
Materiales	Hormigón						Acero	
	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. grido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Ponde.
Zapatas	Estadístico	$\gamma_{c=1.50}$	HA-30	Plástica o blanda (8-15 cm)	30/40 mm	Illa	Normal	$\gamma_{s=1.15}$
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_{c=1.50}$	HA-30	Plástica o blanda (8-15 cm)	30/40 mm	Illa	Normal	$\gamma_{s=1.15}$
Vigas centradoras	Estadístico	$\gamma_{c=1.50}$	HA-30	Plástica o blanda (8-15 cm)	30/40 mm	Illa	Normal	$\gamma_{s=1.15}$
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_{c=1.50}$ $\gamma_{Q=1.60}$	Adaptado a la Instrucción EHE					
Exposición/ambiente	Terreno	terreno protegido u hormigón de limpieza			I	Illa	Ilb	Illa
Recubrimientos nominales (mm)	80	Ver Exposición/Ambiente			30	35	40	45
Notas								
- Control Estadístico en EHE, equivale a control normal - Solapes según EHE - El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ...								
Recubrimientos nominales								
<p>1a.- Recubrimiento inferior contacto terreno ≥ 8 cm. 1b.- Recubrimiento con hormigón de limpieza 4 cm. 2.- Recubrimiento superior libre 4/5 cm. 3.- Recubrimiento lateral contacto terreno ≥ 8 cm. 4.- Recubrimiento lateral libre 4/5 cm.</p>								
Datos geotécnicos								
- Tensión admisible del terreno considerada = 0.2 MPa = 2 Kg/cm ²								
Longitudes de solape en arranque de pilares. Lb								
Armadura	Sin acciones dinámicas		Con acciones dinámicas		Nota: Válido para hormigón $f_{ck} \geq 25$ N/mm ² . Si $f_{ck} \geq 30$ N/mm ² podrán reducirse dichas longitudes, de acuerdo al Art. 66 de la EHE			
	B 400 S	B 500 S	B 400 S	B 500 S				
ø12	25 cm	30 cm	40 cm	50 cm				
ø14	40 cm	45 cm	50 cm	60 cm				
ø16	45 cm	50 cm	60 cm	70 cm				
ø20	60 cm	65 cm	80 cm	100 cm				
ø25	80 cm	100 cm	110 cm	130 cm				

COTAS Y DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna	Nº PLANO: C.2
Comprobado: 07/2021	ESCALA: 1:50 DETALLES DE ZAPATAS		



Características de los materiales - Zapatas de cimentación									
Materiales	Hormigón					Acero			
	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. grido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Zapatas	Estadístico	$\gamma = 1.50$	HA-30	Plástica o blanda ($\beta = 15$ cm)	30/40 mm	Illa	Normal	$\gamma = 1.15$	B 500 S
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma = 1.50$	HA-30	Plástica o blanda ($\beta = 15$ cm)	30/40 mm	Illa	Normal	$\gamma = 1.15$	B 500 S
Vigas centradoras	Estadístico	$\gamma = 1.50$	HA-30	Plástica o blanda ($\beta = 15$ cm)	30/40 mm	Illa	Normal	$\gamma = 1.15$	B 500 S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma = 1.50$ $\gamma = 1.60$	Adaptada a la Instrucción EHE						
Exposición/ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigón de limpieza				I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales (mm)	80	Ver Exposición/Ambiente				30	35	40	45



Datos geotécnicos

- Tensión admisible del terreno considerada = 0.2 MPa = 2 Kg/cm²

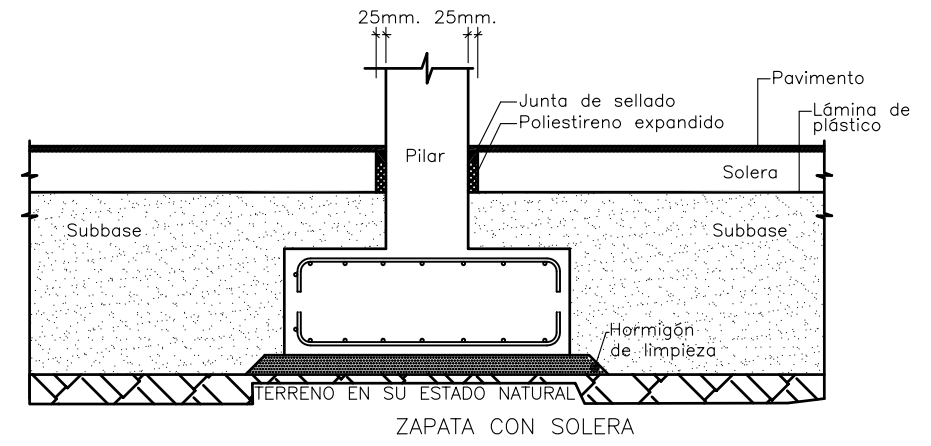
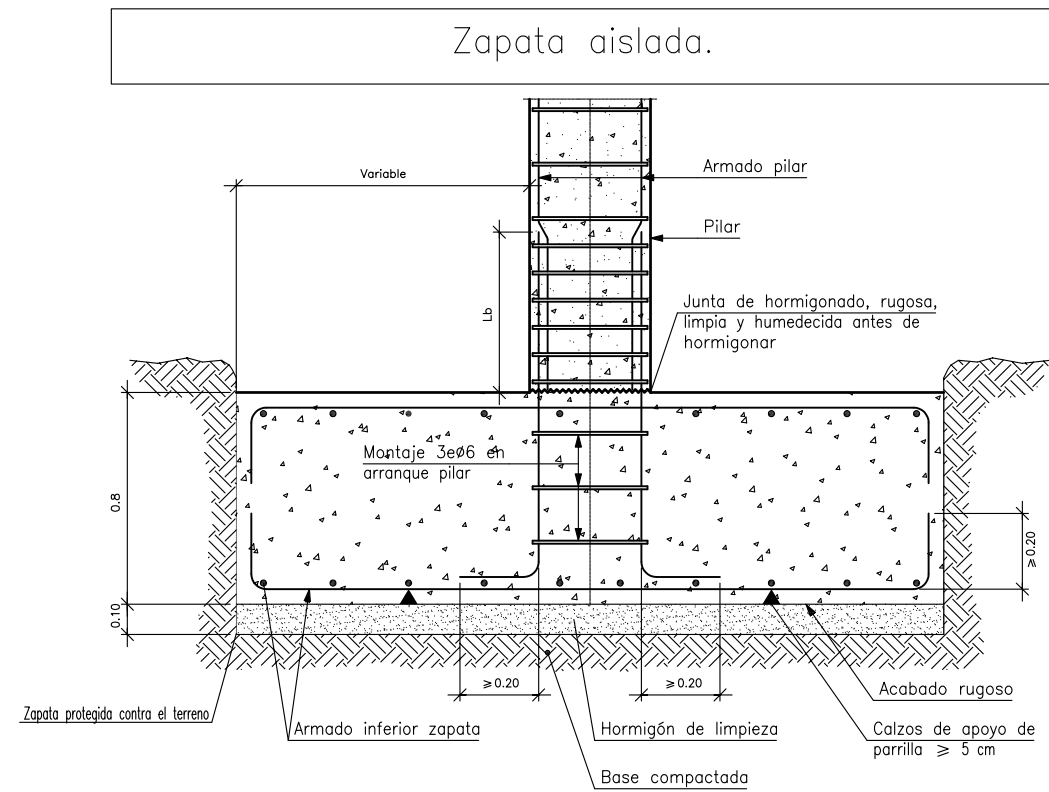
Longitudes de solape en arranque de pilares. Lb

Armadura	Sin acciones dinámicas		Con acciones dinámicas	
	B 400 S	B 500 S	B 400 S	B 500 S
$\phi 12$	25 cm	30 cm	40 cm	50 cm
$\phi 14$	40 cm	45 cm	50 cm	60 cm
$\phi 16$	45 cm	50 cm	60 cm	70 cm
$\phi 20$	60 cm	65 cm	80 cm	100 cm
$\phi 25$	80 cm	100 cm	110 cm	130 cm

Nota: Válido para hormigón $F_{ck} \geq 25$ N/mm². Si $F_{ck} \geq 30$ N/mm² podrán reducirse dichas longitudes, de acuerdo al Art. 66 de la EHE

COTAS Y DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

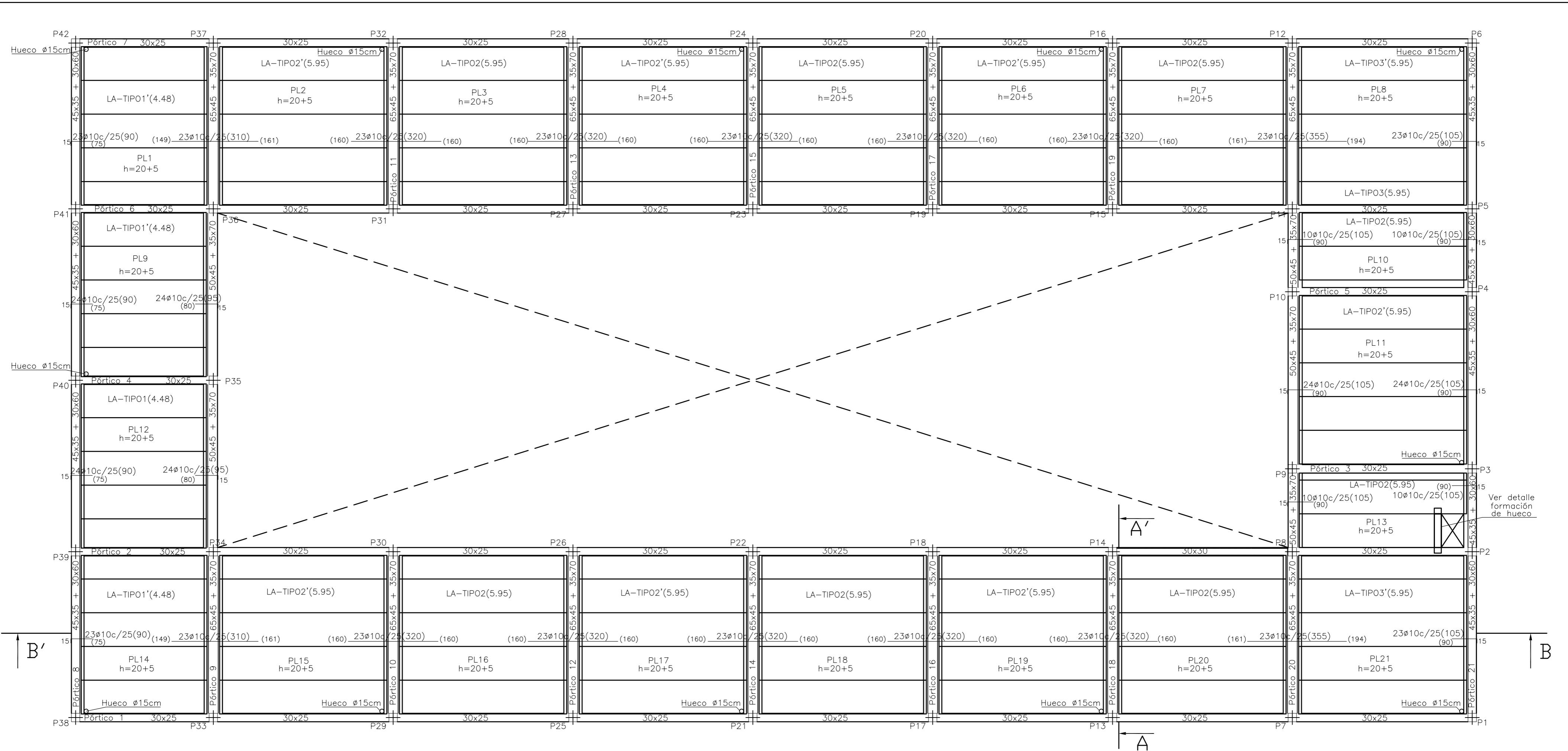
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN		ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
Comprobado: 07/2021			Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna
ESCALA: 1:100	VIGAS DE ATADO		Nº PLANO: C.3



Características de los materiales – Zapatas de cimentación									
Materiales	Hormigón						Acero		
	Control		Características				Control		Características
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Zapatas	Estadístico	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm	IIa	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B 500 S
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm	IIa	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B 500 S
Vigas centradoras	Estadístico	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm	IIa	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B 500 S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G = 1.50$ $\gamma_Q = 1.60$	Adaptado a la Instrucción EHE						
Exposición/ambiente	Terreno		Terreno protegido u hormigón de limpieza			I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales (mm)	80		Ver Exposición/Ambiente			30	35	40	(45)
Notas									
<ul style="list-style-type: none"> - Control Estadístico en EHE, equivale a control normal - Solapes según EHE - El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ... 									

Recubrimientos nominales					
<ul style="list-style-type: none"> 1a.- Recubrimiento inferior contacto terreno ≥ 8 cm. 1b.- Recubrimiento con hormigón de limpieza 4 cm. 2.- Recubrimiento superior libre 4/5 cm. 3.- Recubrimiento lateral contacto terreno ≥ 8 cm. 4.- Recubrimiento lateral libre 4/5 cm. 					
Datos geotécnicos					
- Tensión admisible del terreno considerada = 0.2 MPa = 2 Kg/cm ²					
Longitudes de solape en arranque de pilares. Lb					
Armadura	Sin acciones dinámicas		Con acciones dinámicas		Nota: Válido para hormigón $F_{ck} \geq 25$ N/mm ² Si $F_{ck} \geq 30$ N/mm ² podrán reducirse dichas longitudes, de acuerdo al Art. 66 de la EHE.
		B 400 S	B 500 S	B 400 S	
$\phi 12$	25 cm	30 cm	40 cm	50 cm	
$\phi 14$	40 cm	45 cm	50 cm	60 cm	
$\phi 16$	45 cm	50 cm	60 cm	70 cm	
$\phi 20$	60 cm	65 cm	80 cm	100 cm	
$\phi 25$	80 cm	100 cm	110 cm	130 cm	

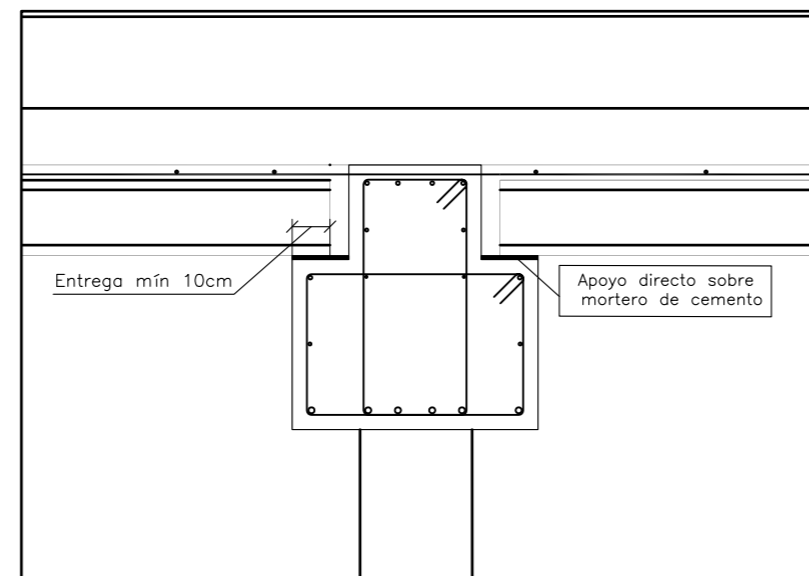
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO				
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN		ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA Grado Ingeniería Mecánica <i>Universidad de La Laguna</i>	
Comprobado: 07/2021				
ESCALA: S/E	DETALLES DE CIMENTACIÓN			Nº PLANO: C.4



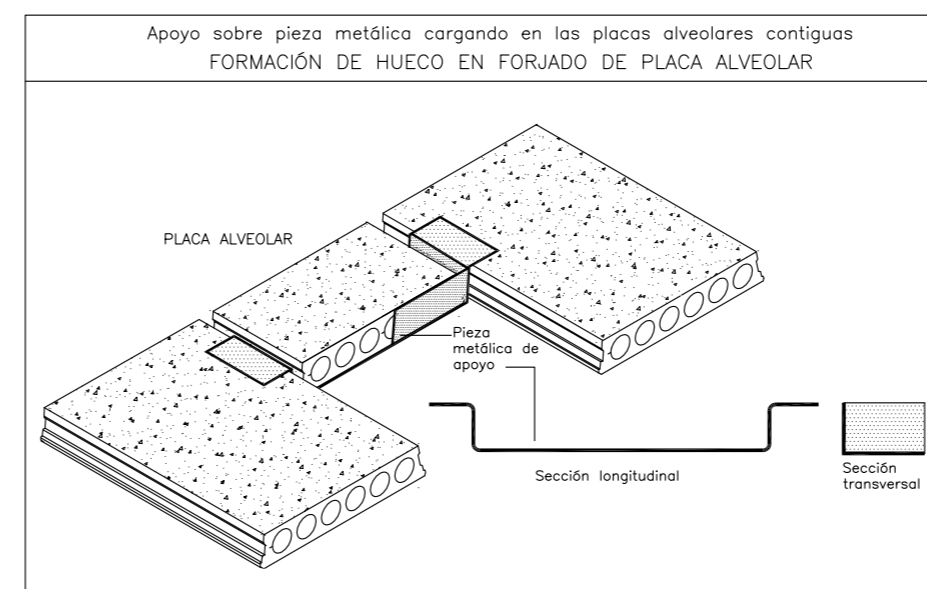
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES. FORJADOS									
MATERIALES	HORMIGÓN				ACERO				
	CONTROL		CARACTERÍSTICAS		CONTROL	CARACT.			
Elemento	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	
Forjados	Normal	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	15/20 mm	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B-500S	
Ejecucion	Normal	$\gamma_f = 1.60$	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

RECUBRIMIENTOS						
Exposición/Ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigón de limpieza	I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales(mm.)	80	Ver Exposición/Ambiente	30	35	40	45

Viga y Placa alveolar E 1:20



Detalle FORMACIÓN DE HUECO S/E



FORJADO (20+5)		
CANTIDAD	TIPO DE LOSA	LONG DE EJE A EJE
1	LA-TIPO1	4,90
3	LA-TIPO1'	6,40
8	LA-TIPO2	6,40
7	LA-TIPO2'	6,40
2	LA-TIPO3'	6,40

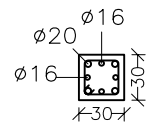
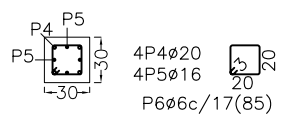
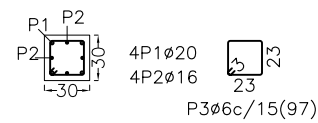
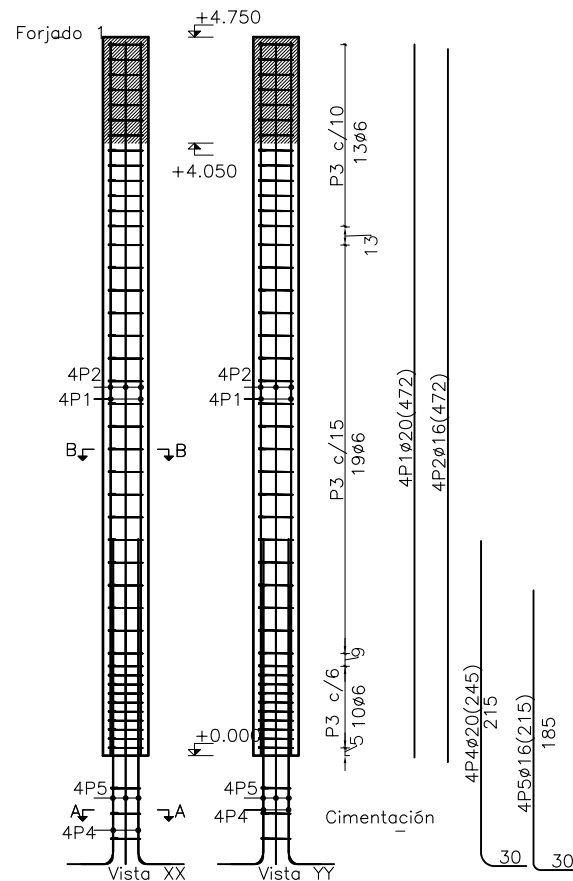
CARGAS SOBRE FORJADO		
PESO PROPIO FORJADO	SEGÚN FABRICANTE	KN/m ²
CARGAS MUERTAS	3,00	KN/m ²
SOBRECARGA DE USO	1,00	KN/m ²

COTAS EN METROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> <i>Universidad de La Laguna</i>	Nº PLANO: HA.1
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1:100	FORJADO PLANTA CUBIERTA DE HORMIGÓN ARMADO		

P1=P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P9=P10=P11=P12=P13=P14=P15=P16=P17=P18=P19=
P20=P21=P22=P23=P24=P25=P26=P27=P28=P29=P30=P31=P32=P35=P38=P42

Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 35 (cm)
1	∅20	4	472	1888	66080
2	∅16	4	472	1888	66080
3	∅6	42	97	4074	142590
4	∅20	4	245	980	34300
5	∅16	4	215	860	30100
6	∅6	3	85	255	8925

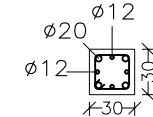
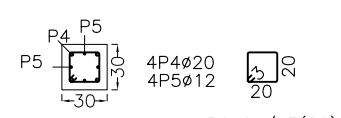
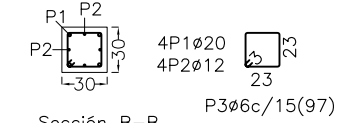
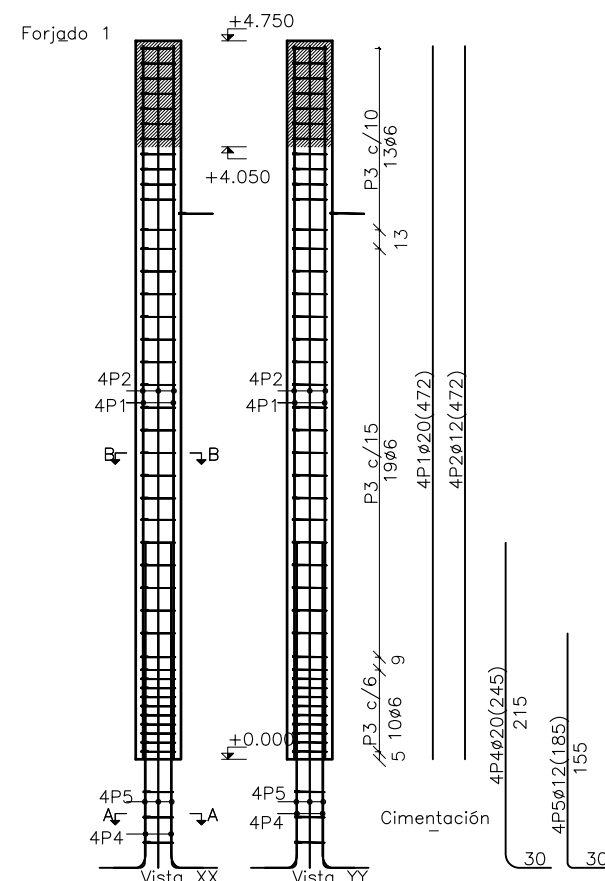


Arm. Long.: 4∅20+4∅16
Arranque: 4∅20+4∅16
Estribos: ∅6

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
345 a 465	12	10
60 a 340	19	15
0 a 60	10	6
Arranque	3	-

P33=P34=P36=P37=P39=P40=P41

Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 7 (cm)
1	∅20	4	472	1888	13216
2	∅12	4	472	1888	13216
3	∅6	42	97	4074	28518
4	∅20	4	245	980	6860
5	∅12	4	185	740	5180
6	∅6	3	86	258	1806



Arm. Long.: 4∅20+4∅12
Arranque: 4∅20+4∅12
Estribos: ∅6

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
345 a 465	12	10
60 a 345	19	15
0 a 60	10	6
Arranque	3	-

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	HORMIGON					ACERO		
	CONTROL		CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
VIGAS	Normal	$\gamma_c=1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	15/20 mm.	Normal	$\gamma_s=1.15$	B-500S
PILARES	Normal	$\gamma_c=1.50$	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	15/20 mm.	Normal	$\gamma_s=1.15$	B-500S

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

Autor: Elena Pérez Alonso

Id. s. normas:
UNE-EN-DIN



ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

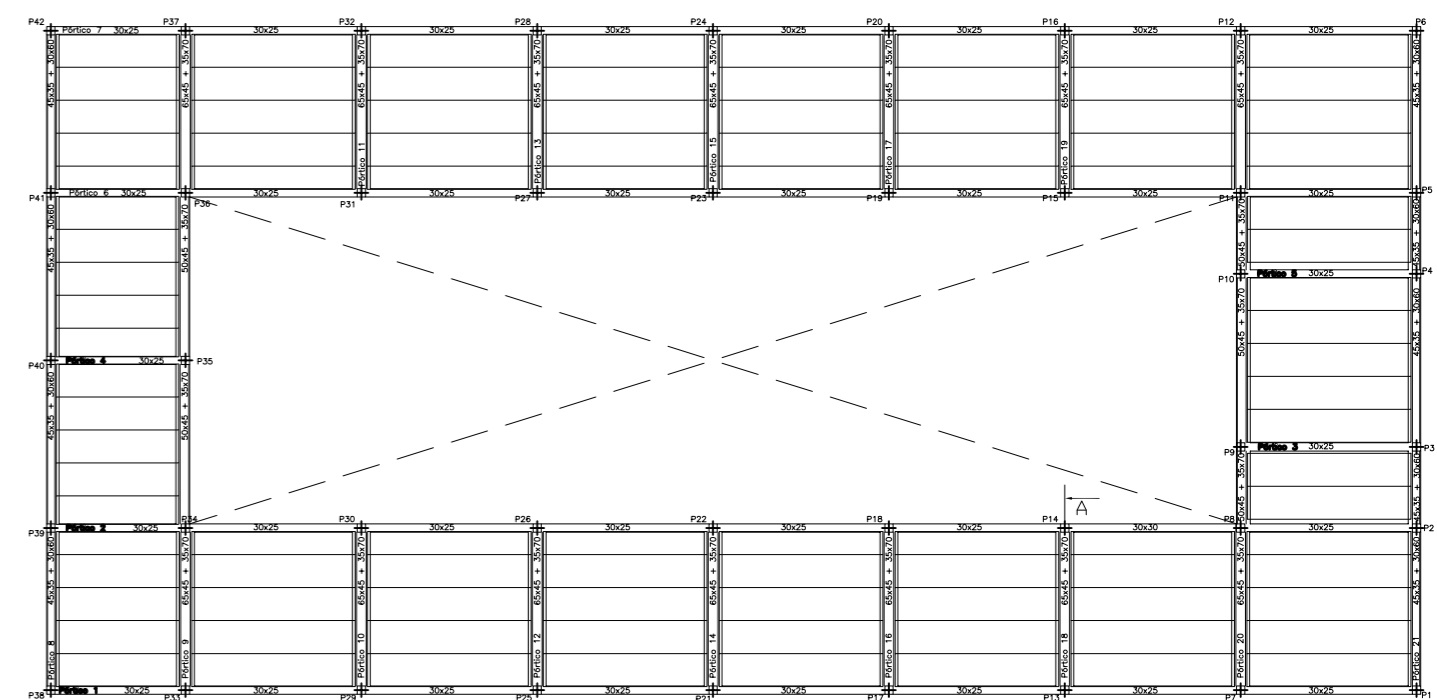
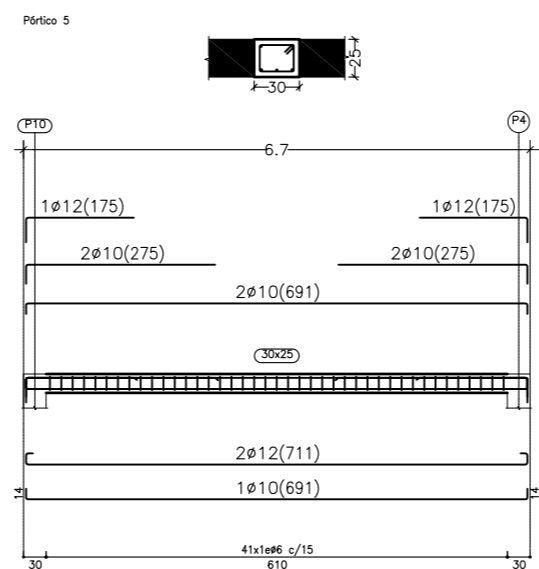
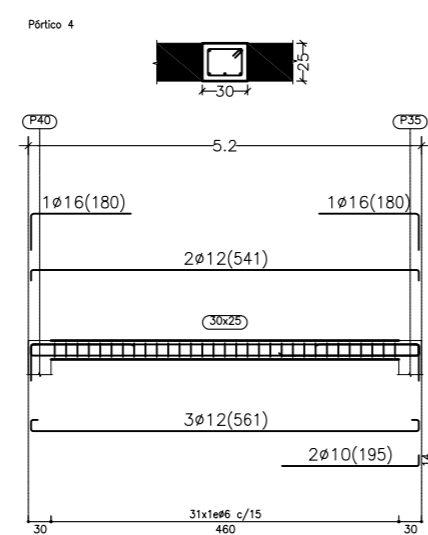
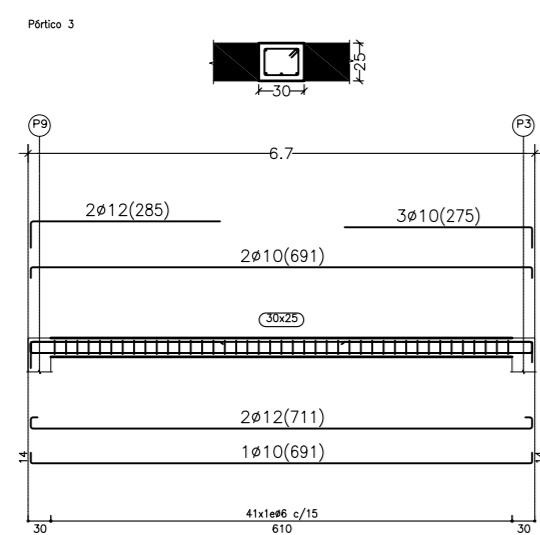
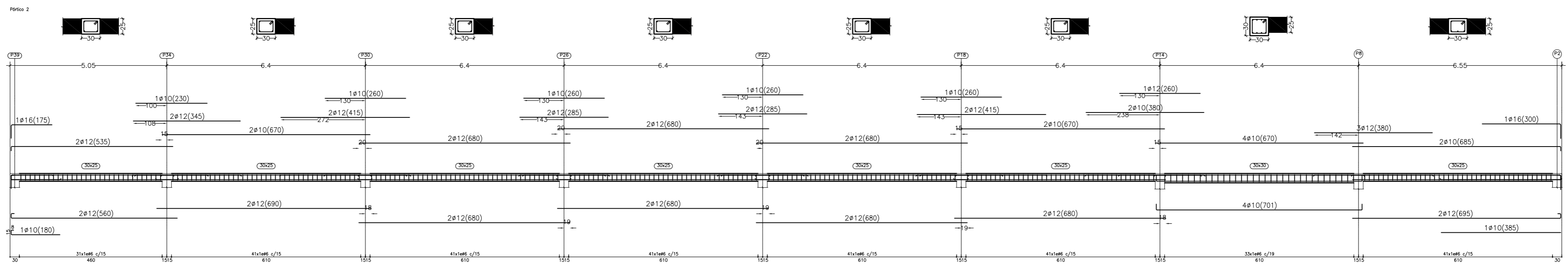
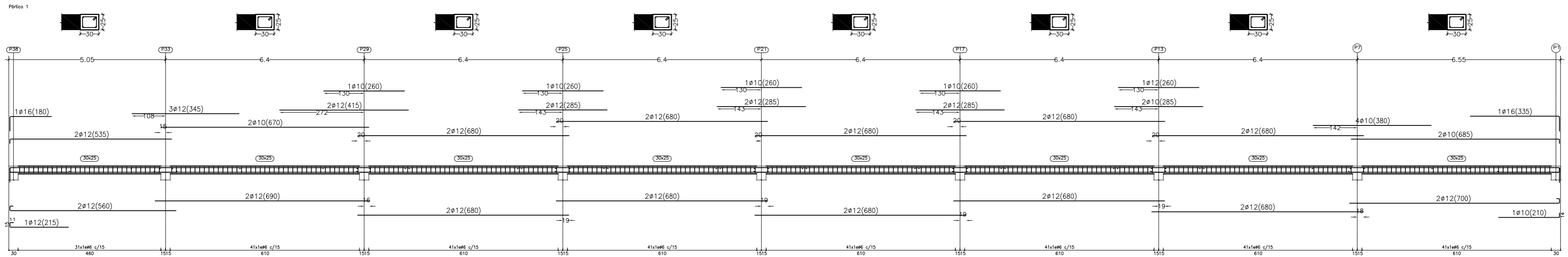
Grado Ingeniería Mecánica
Universidad de La Laguna

Comprobado: 07/2021

ESCALA:
1:50

CUADRO DE PILARES Y DESPIECE DE ARMADURAS

Nº PLANO:
HA.2



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	HORMIGON					ACERO		
	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
VIGAS	Normal	$\gamma_c=1.50$	HA-30	Bigenda (8-9 cm.)	15/20 mm.	Normal	$\gamma_s=1.15$	B-500S
PILARES	Normal	$\gamma_c=1.50$	HA-30	Bigenda (8-9 cm.)	15/20 mm.	Normal	$\gamma_s=1.15$	B-500S

DIMENSIONES DE LAS VIGAS Y LONGITUDES DE LAS BARRAS EN CENTÍMETROS
LONGITUDES DE LAS VIGAS EN METROS
DIÁMETROS DE LOS REDONDOS EN MILÍMETROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

Autor: Elena Pérez Alonso

Id. s. normas:
UNE-EN-DIN

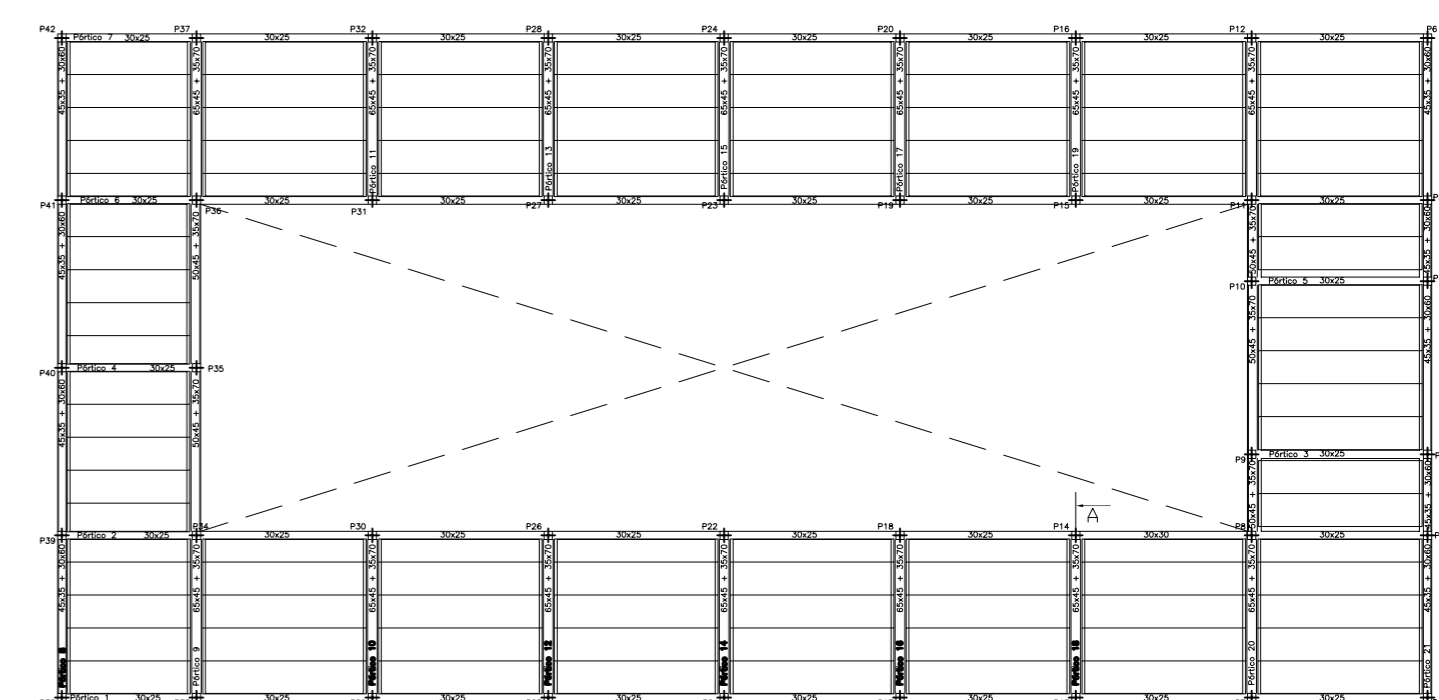
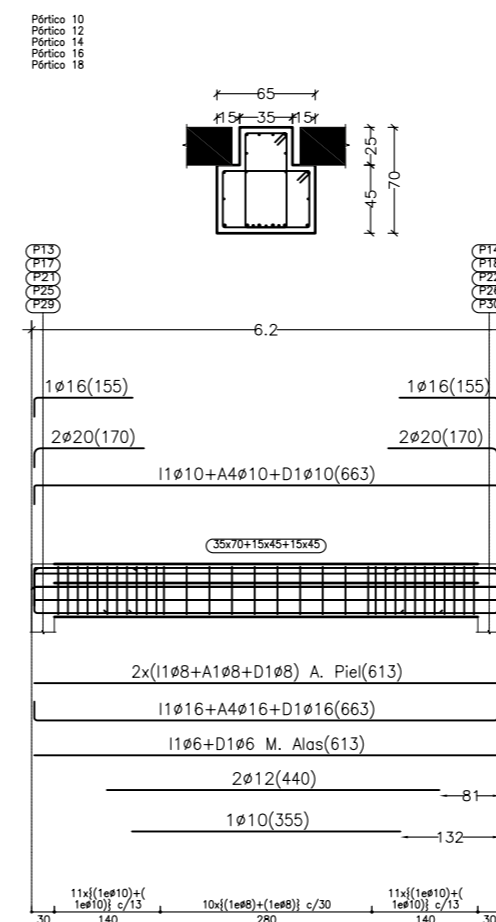
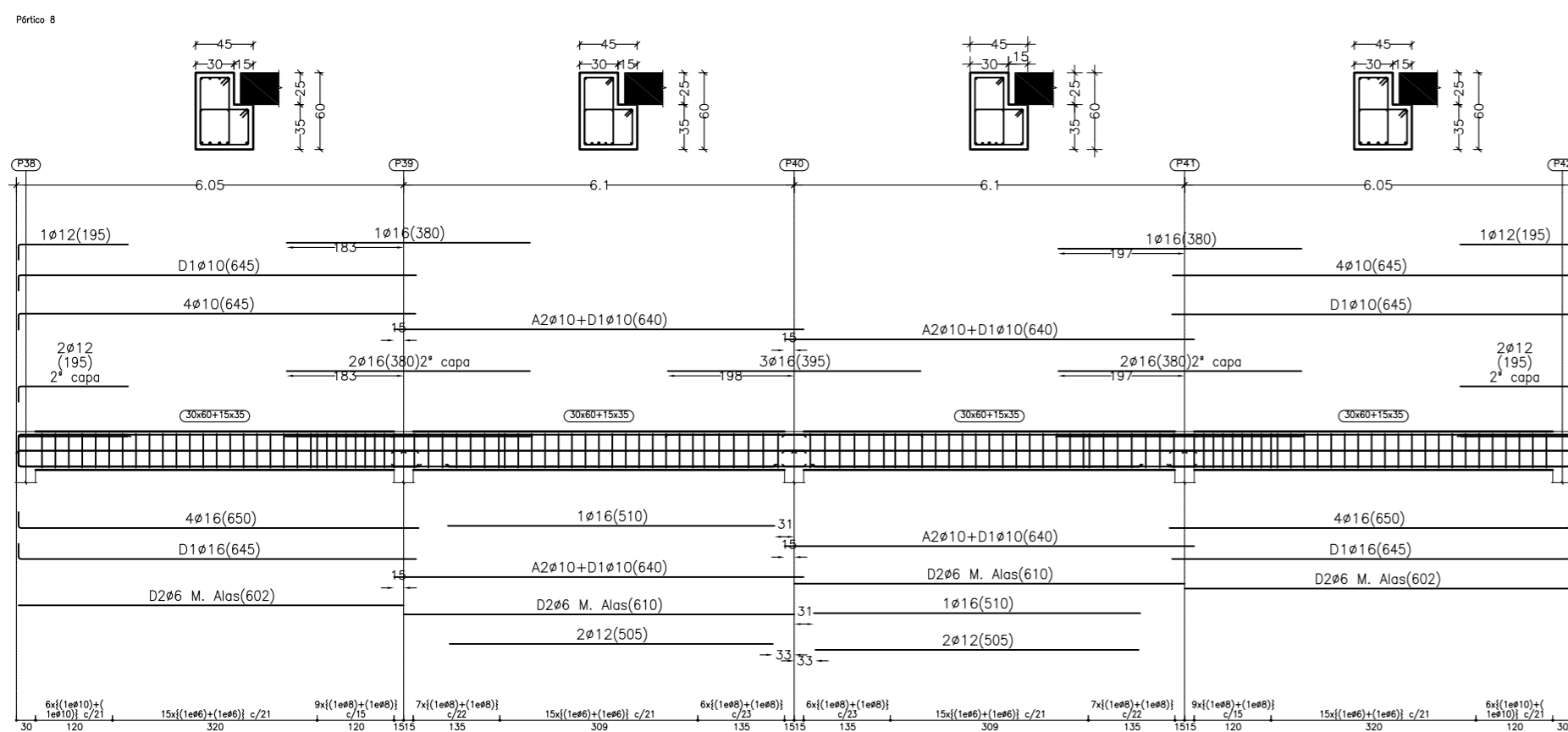
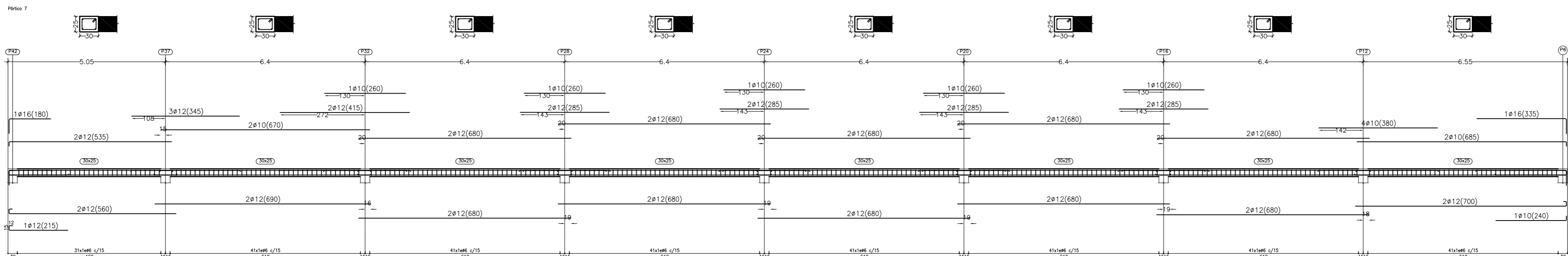
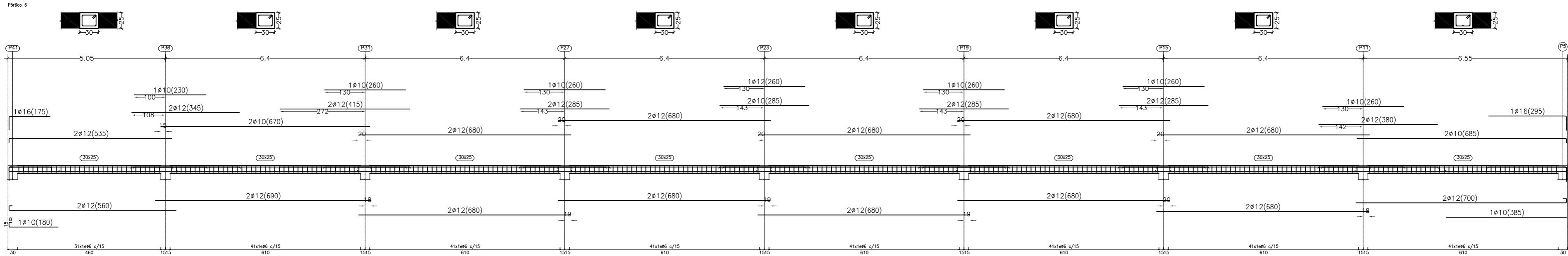


ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
Grado Ingeniería Mecánica
Universidad de La Laguna

ESCALA:
1:100

VIGAS: DESPIECE DE ARMADURAS 1

Nº PLANO:
HA.3



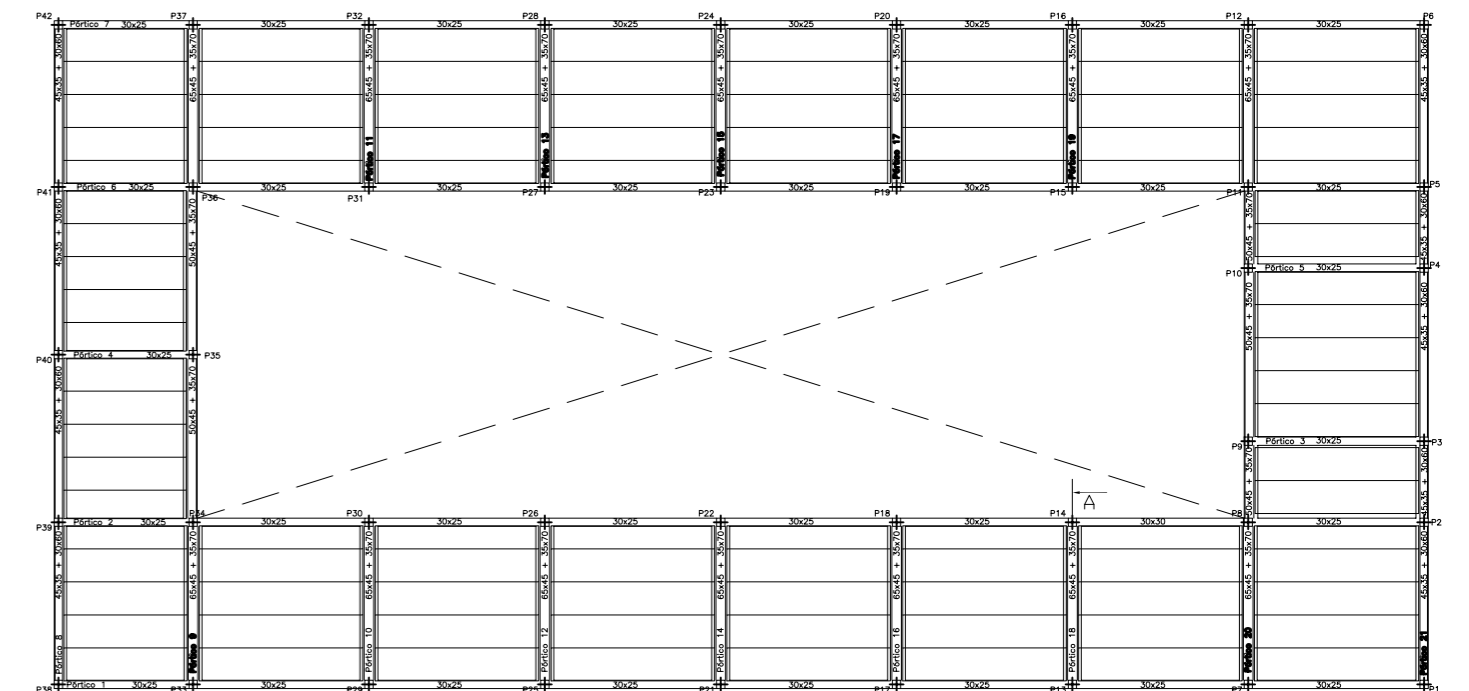
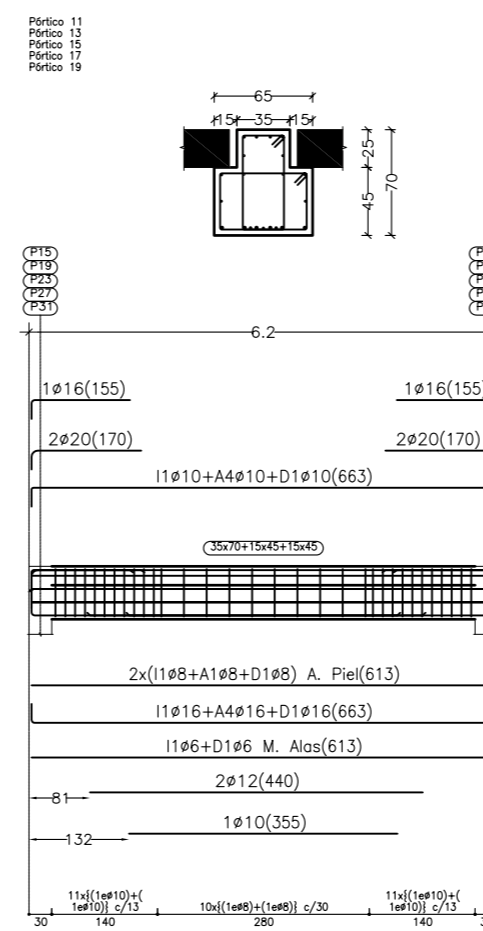
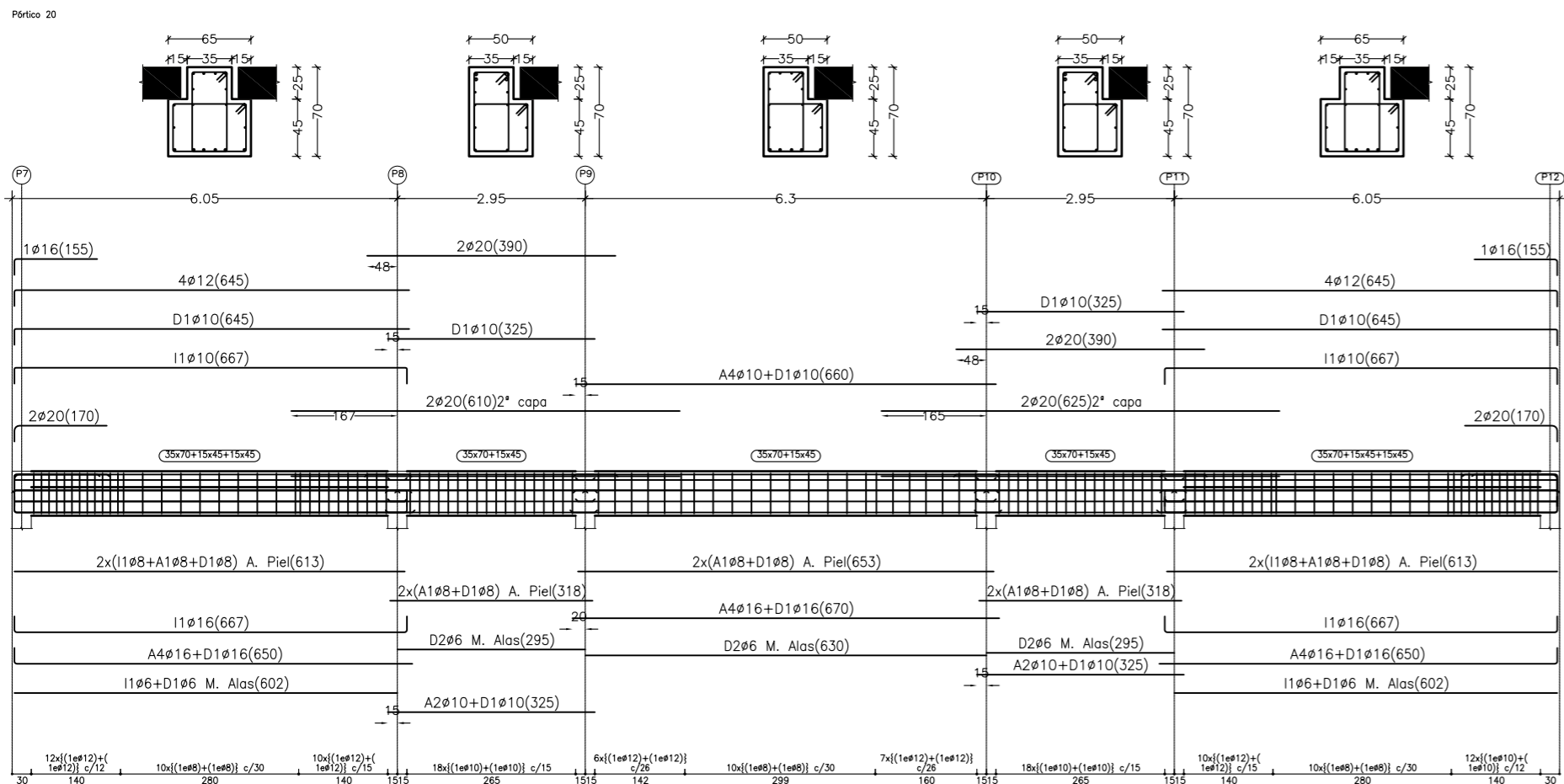
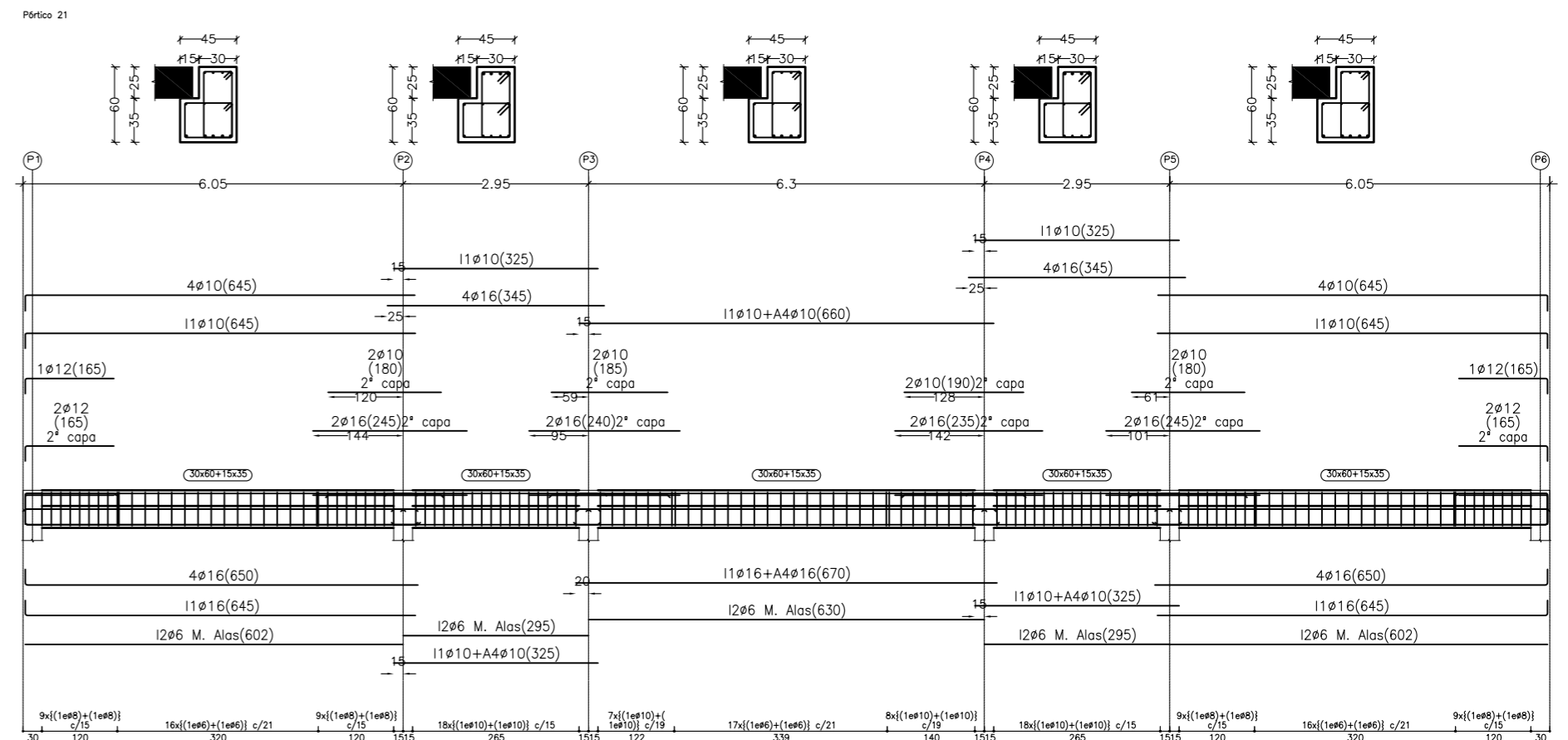
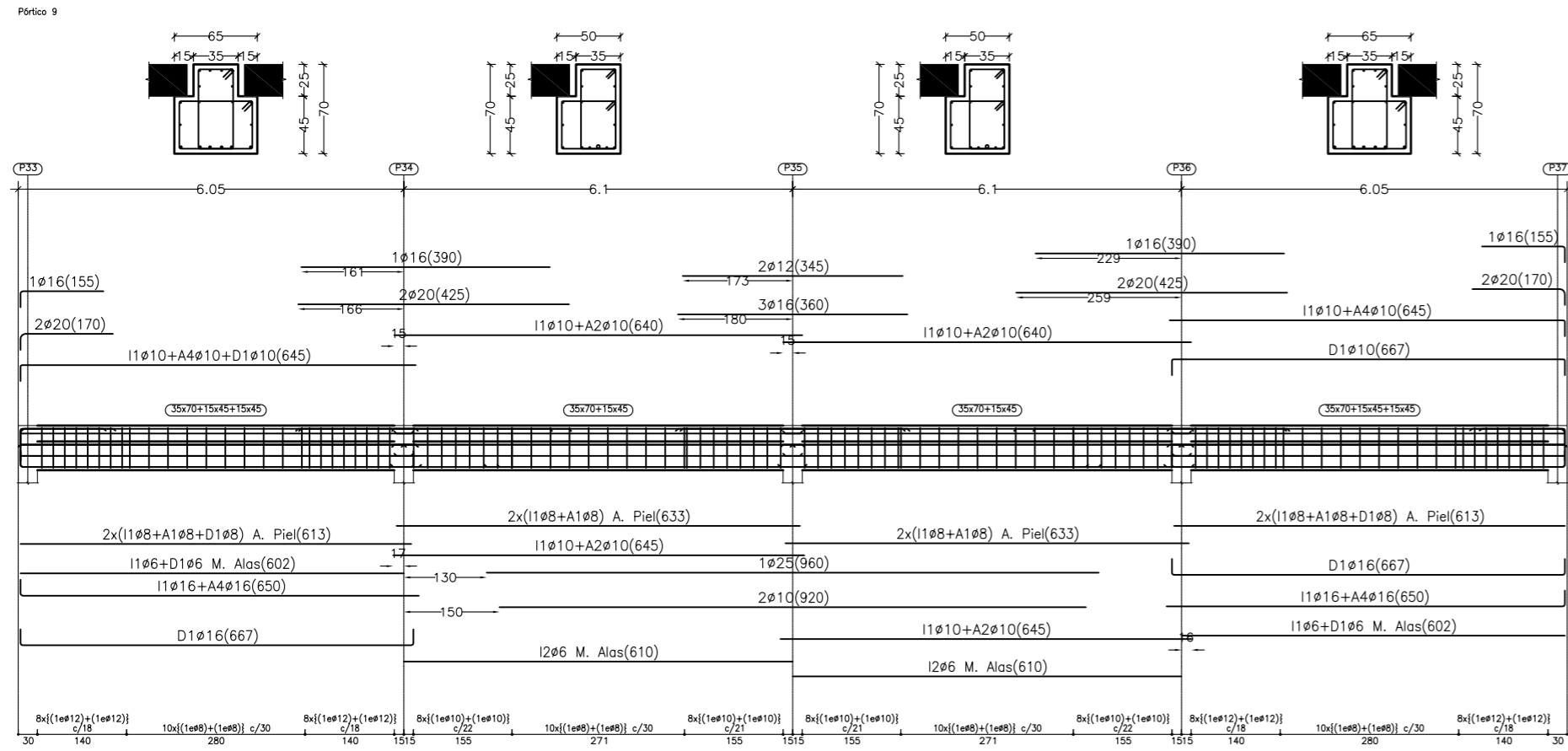
DIMENSIONES DE LAS VIGAS Y LONGITUDES DE LAS BARRAS EN CENTÍMETROS
 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN METROS
 DIÁMETROS DE LOS REDONDOS EN MILÍMETROS

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	HORMIGÓN				ACERO			
	CONTROL	CARACTERÍSTICAS	CONTROL	CARACT.	CONTROL	CARACT.	TIPO	
Elemento	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
VIGAS	Normal	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Biguda (8-9 cm.)	15/20 mm	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B-500S
PILARES	Normal	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Biguda (8-9 cm.)	15/20 mm	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B-500S

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

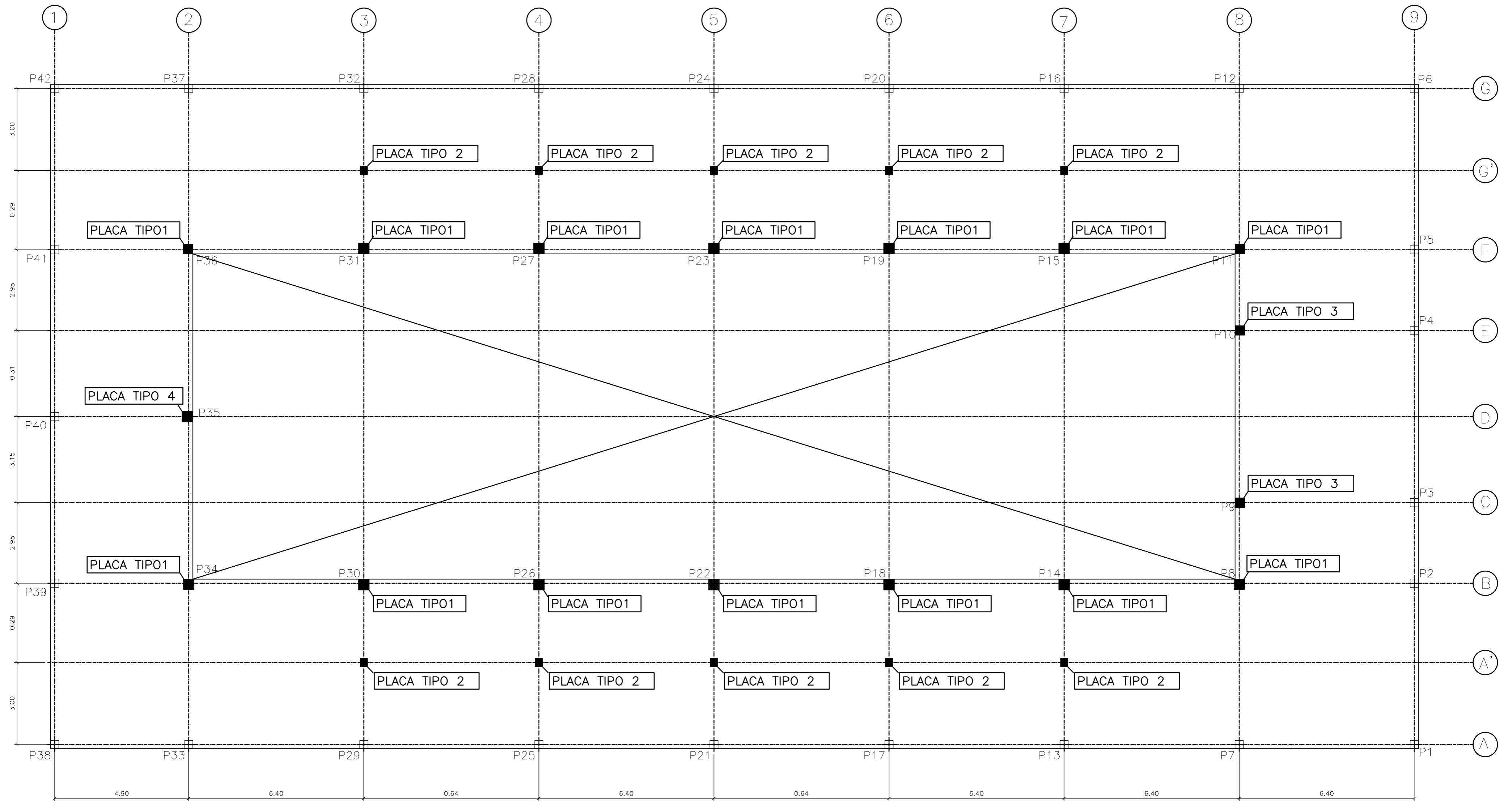
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna
Comprobado: 07/2021		
ESCALA: 1:100	VIGAS: DESPIECE DE ARMADURAS 2	
		Nº PLANO: HA.4



DIMENSIONES DE LAS VIGAS Y LONGITUDES DE LAS BARRAS EN CENTÍMETROS
 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN METROS
 DIÁMETROS DE LOS REDONDOS EN MILÍMETROS

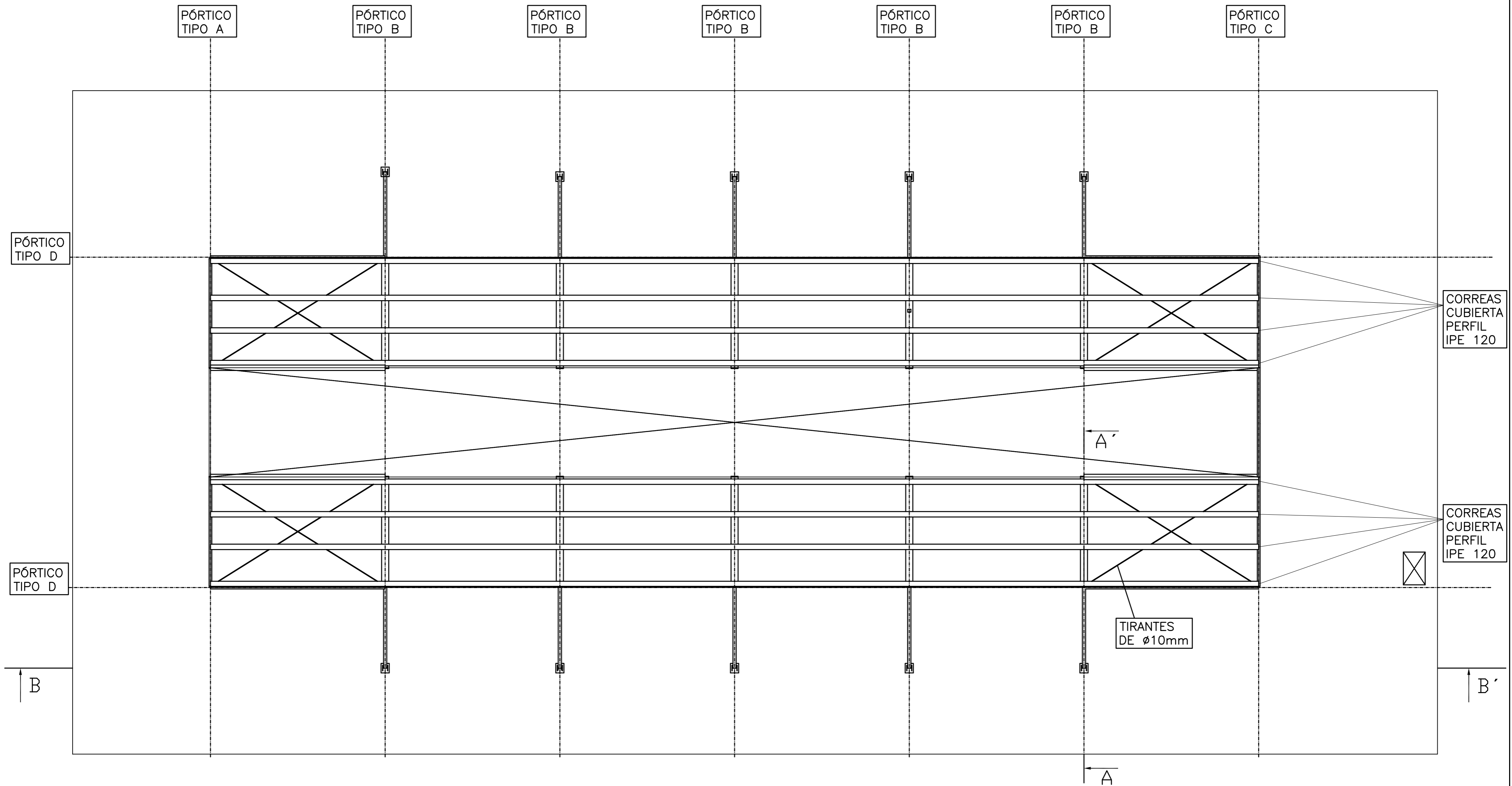
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES								
MATERIALES	HORMIGÓN				ACERO			
	CONTROL		CARACTERÍSTICAS		CONTROL		CARACT.	
Elemento	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
VIGAS	Normal	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Blandura (8-9 cm.)	15/20 mm	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B-500S
PILARES	Normal	$\gamma_c = 1.50$	HA-30	Blandura (8-9 cm.)	15/20 mm	Normal	$\gamma_s = 1.15$	B-500S

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA Grado Ingeniería Mecánica Universidad de La Laguna	Nº PLANO: HA.5
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1:100	VIGAS: DESPIECE DE ARMADURAS 3		



COTAS EN METROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 Universidad de La Laguna	ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> <i>Universidad de La Laguna</i>
Comprobado: 07/2021	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> ESCALA: 1:100 </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; font-weight: bold; font-size: 1.2em;"> PLANTA PLACAS ANCLAJE </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> Nº PLANO: M.1 </div> </div>		

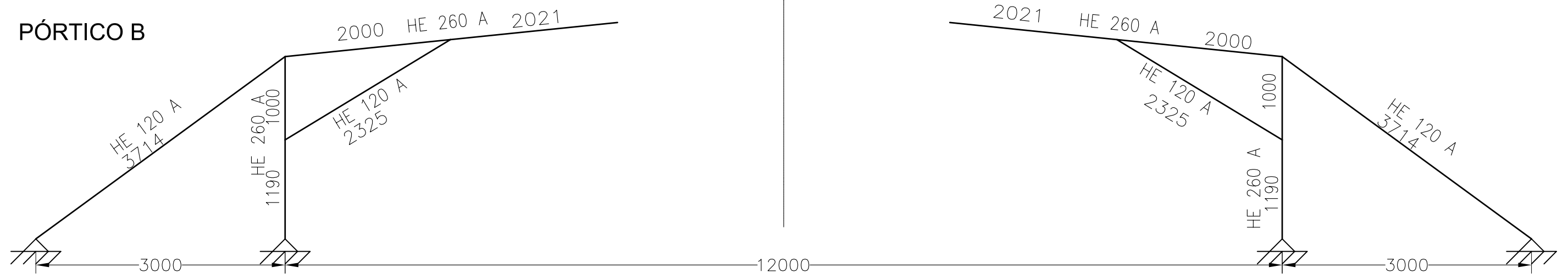


MATERIALES					
PERFILES METÁLICOS					
TIPO DE ACERO	MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)	MÓDULO DE RIGIDEZ (G)	TENSIÓN DEL LÍMITE ELÁSTICO (fy)		TENSIÓN DE ROTURA (fu)
S 275 JR	210.000 (MPa)	81.000 (MPa)	PARA ESPESOR < 16 mm	275 (MPa)	410 (MPa)
			PARA ESPESOR > 16 mm	265 (MPa)	
SOLDADURAS					
LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES DE APORTACIÓN SERÁN EN TODOS LOS CASOS SUPERIORES A LAS DEL MATERIAL BASE (DE ACUERDO A CTE-BS-SE-A)					

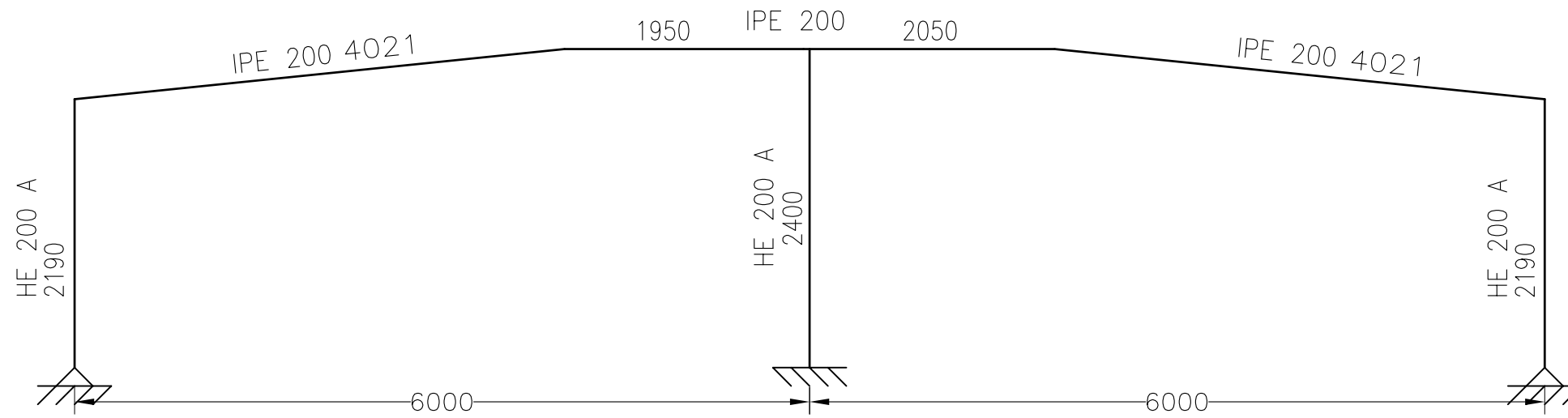
CARGAS SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA		
PESO PROPIO ESTRUCTURA METÁLICA		PESO DE LOS PERFILES DE ACUERDO A PRONTUARIO
PANELES + CORREAS	2,00	KN/m ²
SOBRECARGA DE USO	0,40	KN/m ²
DE NIEVE (NO CONCOMITANTE CON SCU)	0,20	KN/m ²
CARGAS DE VIENTO	ZONA EÓLICA C (qb=0,52)	KN/m ²
	GRADO DE ASPEREZA I (Ce=2,79)	-

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> <i>Universidad de La Laguna</i>	Nº PLANO: M.2
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1:100	PLANTA ESTRUCTURA METÁLICA		

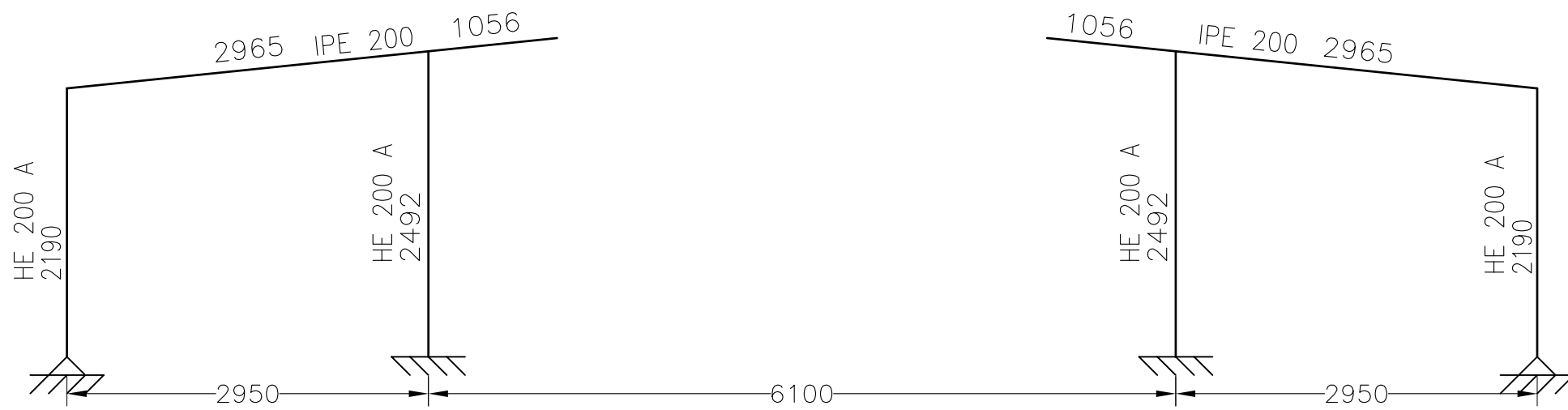
PÓRTICO B



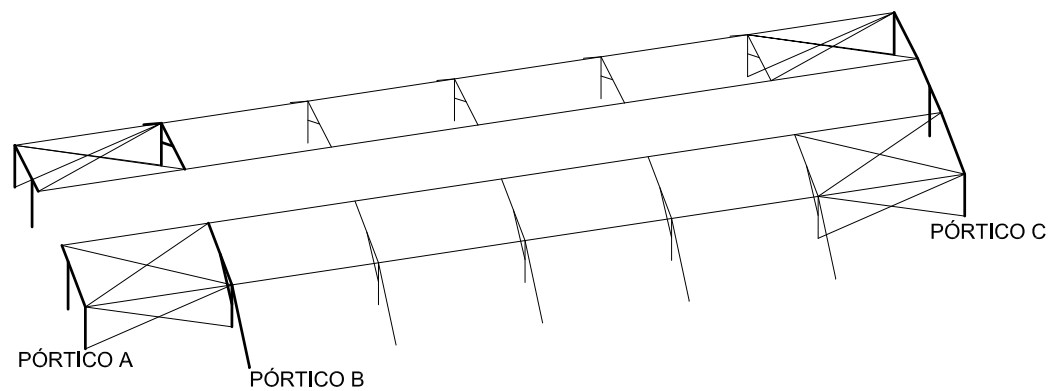
PÓRTICO C



PÓRTICO A



COTAS EN MILÍMETROS



DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

Autor: Elena Pérez Alonso

Id. s. normas:



ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Grado Ingeniería Mecánica

Universidad de La Laguna

Comprobado: 07/2021

UNE-EN-DIN

Universidad de La Laguna

ESCALA:

1:50

PÓRTICOS A,B,C METÁLICOS

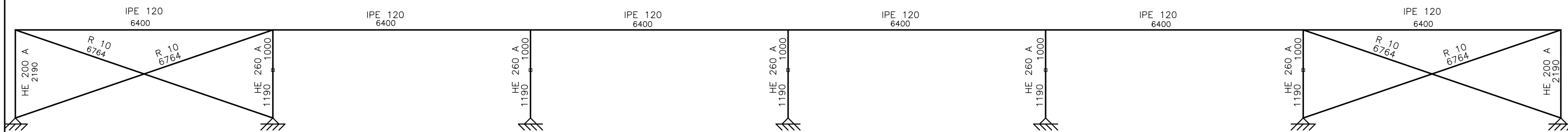
Nº PLANO:

M.3

PÓRTICO D

PÓRTICO D

PÓRTICO D



COTAS EN MILÍMETROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

Autor: Elena Pérez Alonso

Id. s. normas:



ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Grado Ingeniería Mecánica

Universidad de La Laguna

Comprobado: 07/2021

UNE-EN-DIN

Universidad de La Laguna

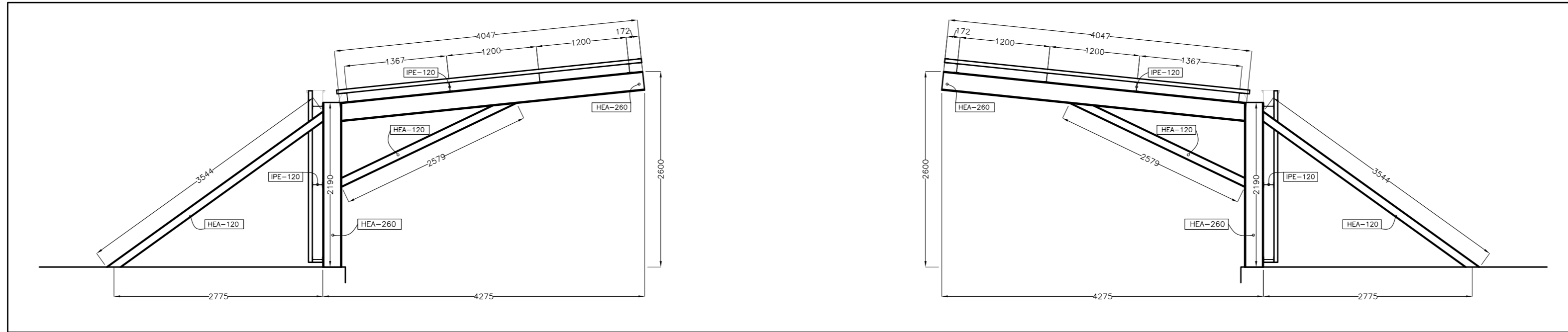
ESCALA:

1:100

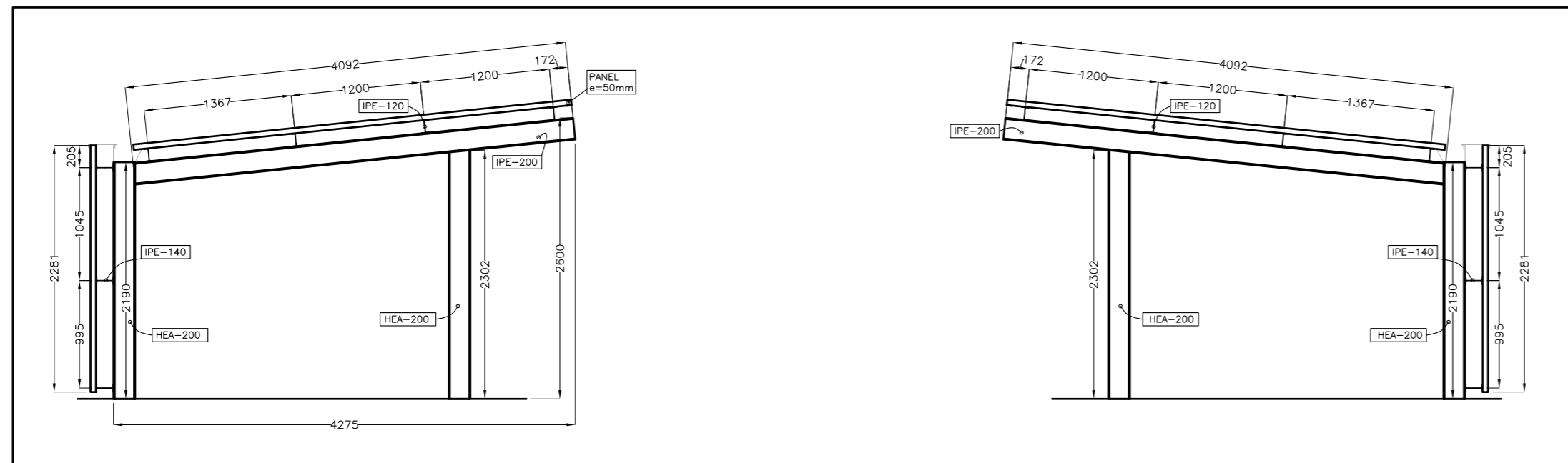
PÓRTICO D METÁLICOS

Nº PLANO:

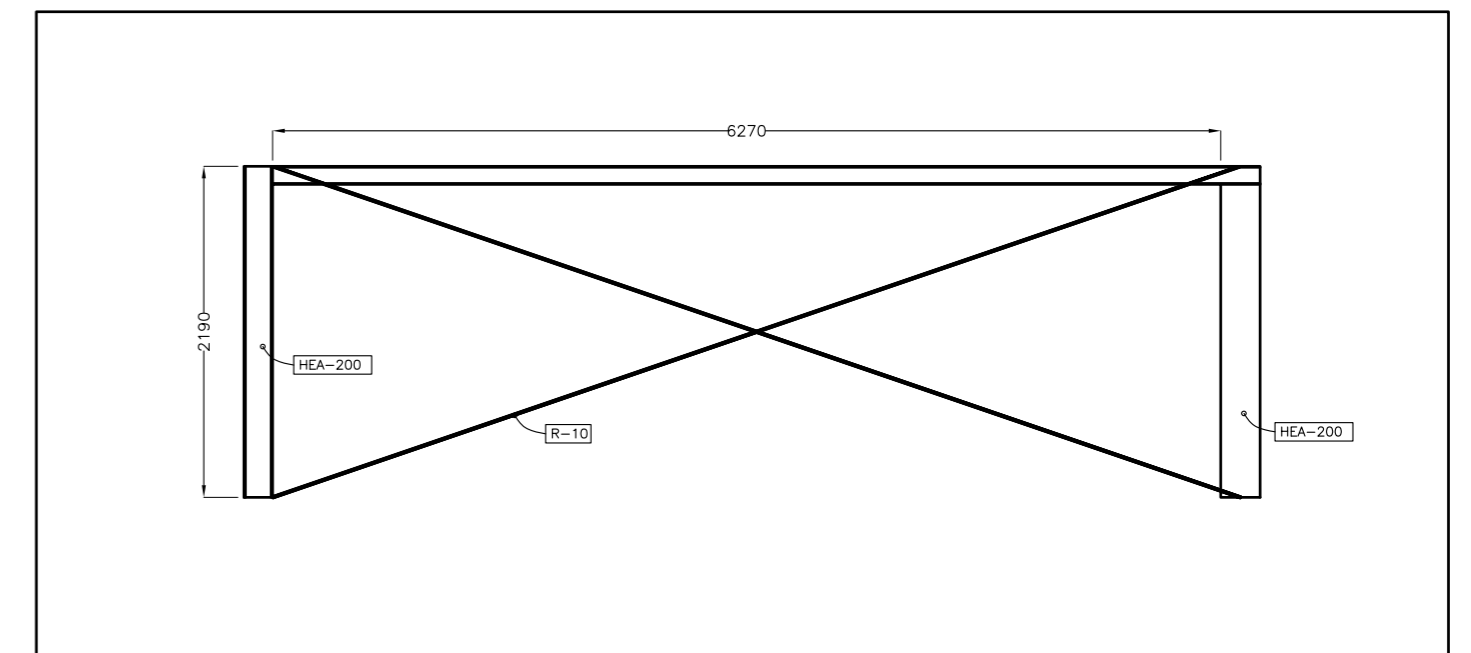
M.4



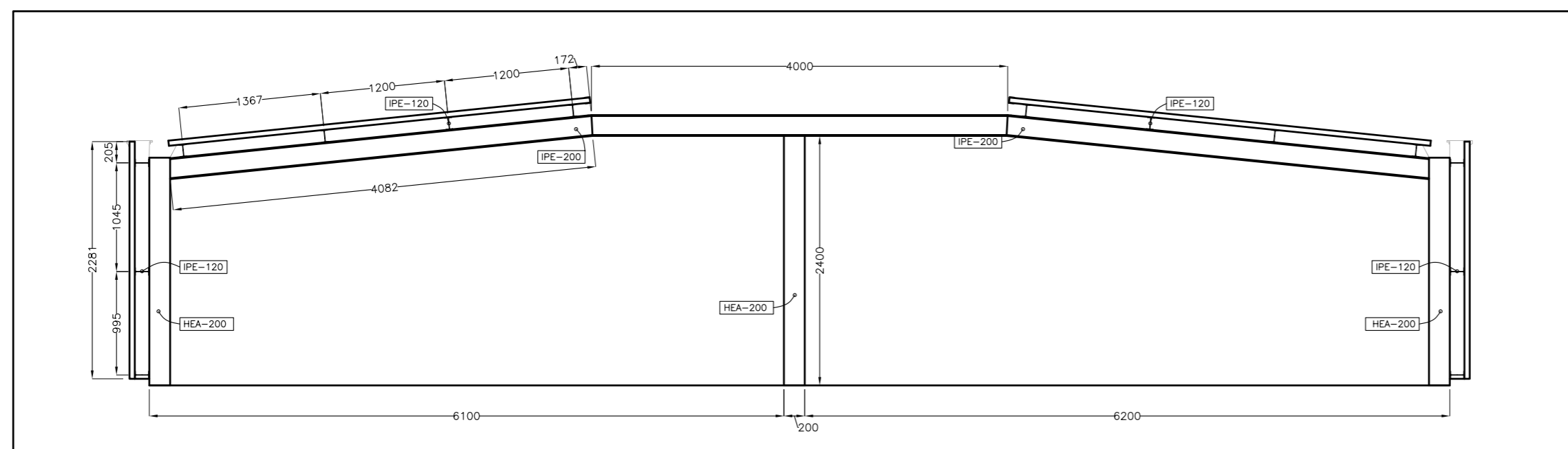
PÓRTICO B



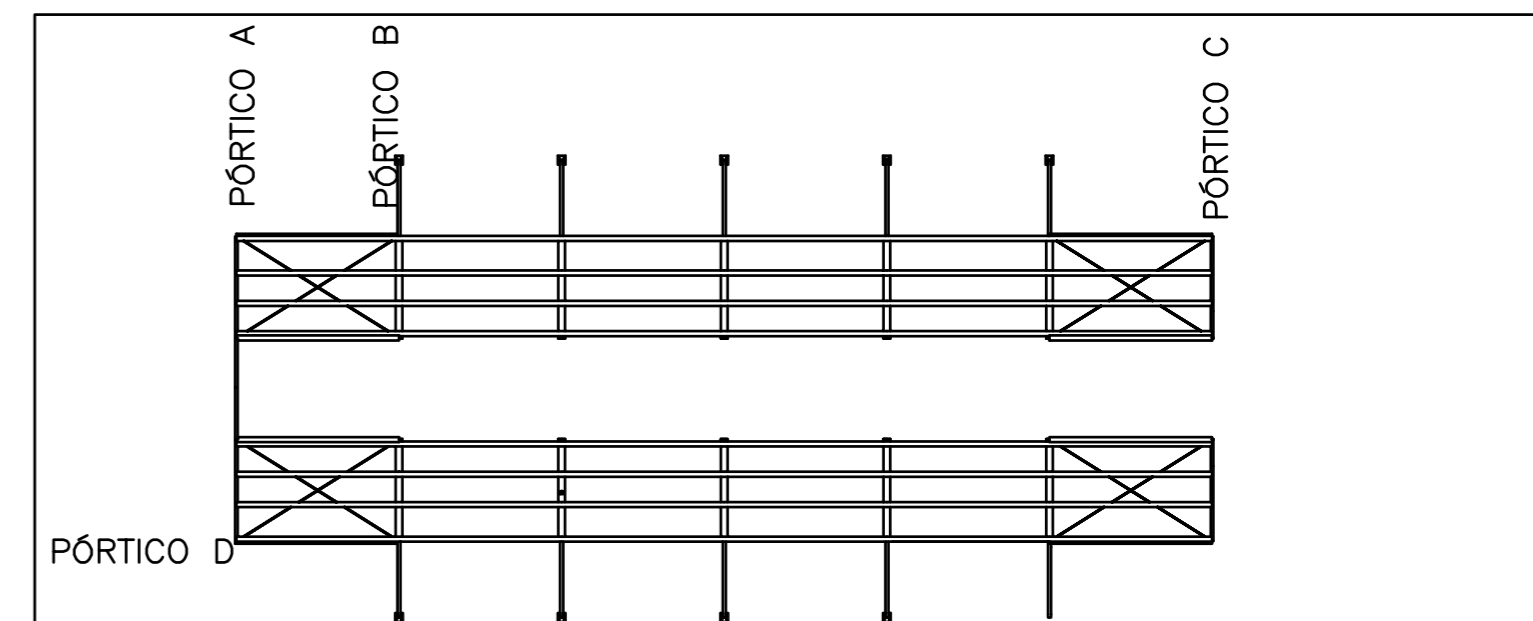
PÓRTICO A



PRIMER VANO PÓRTICO D

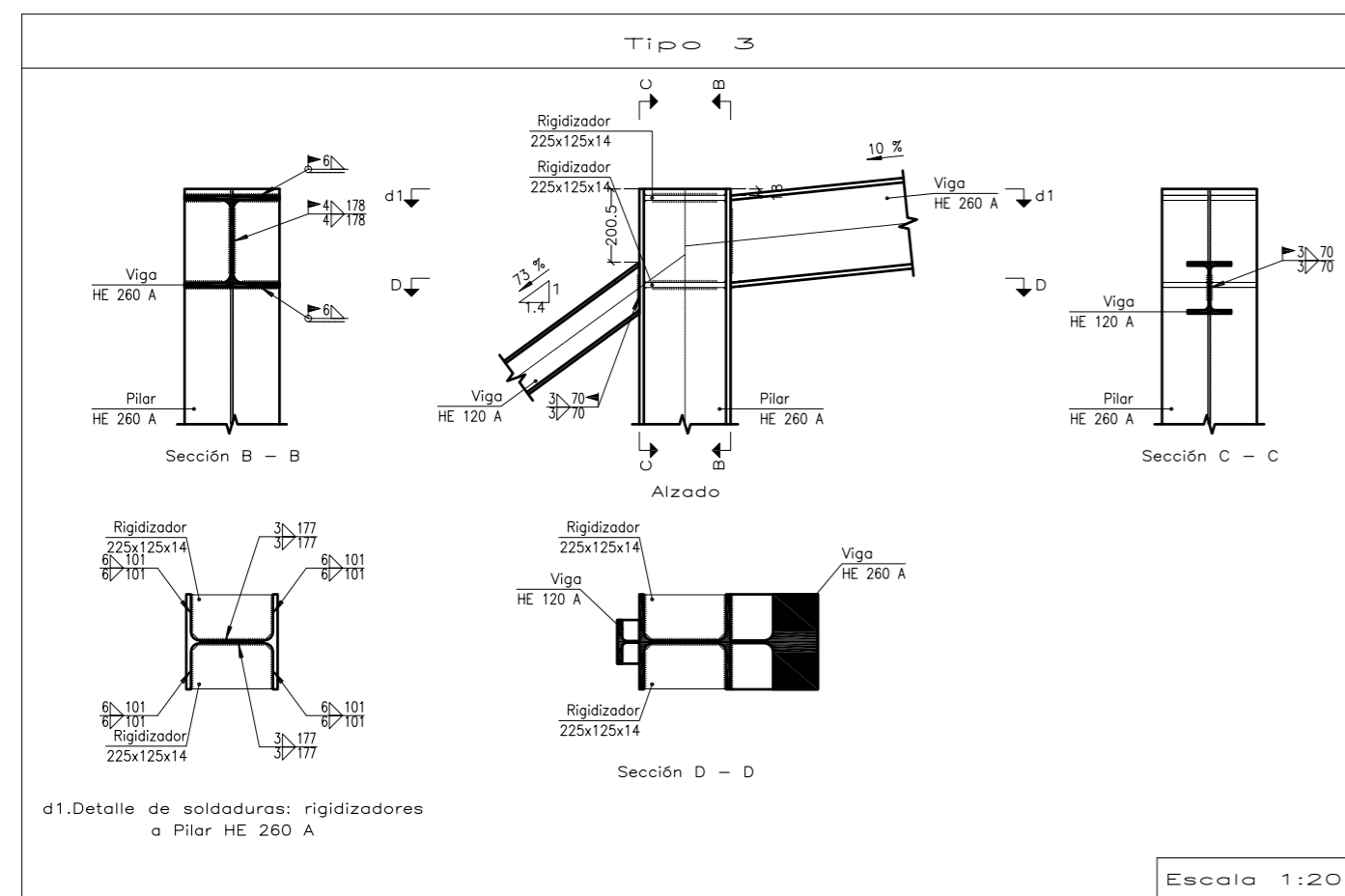
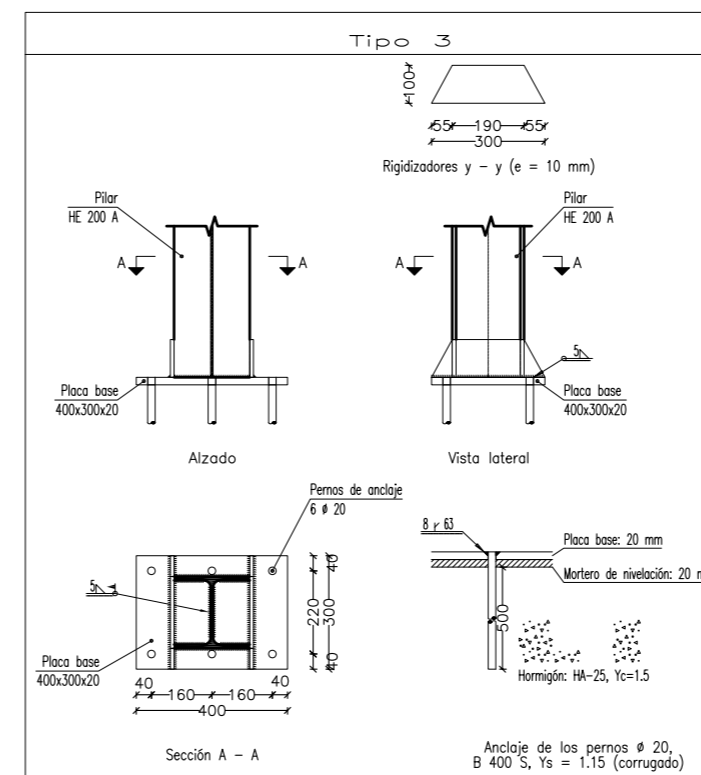
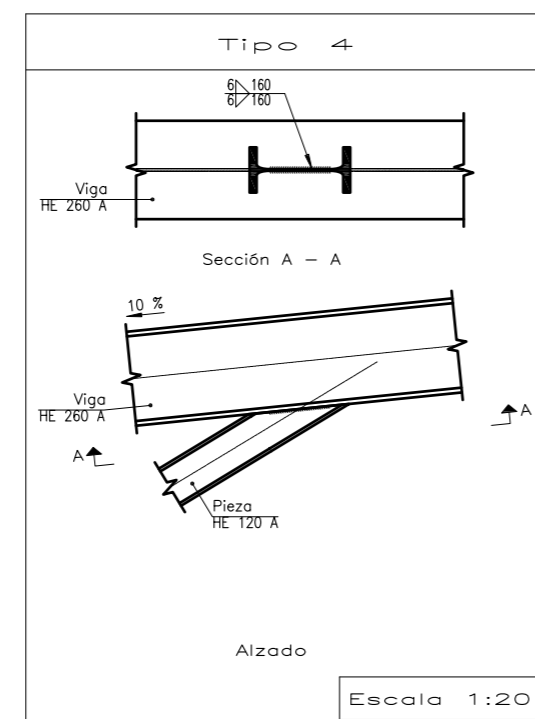
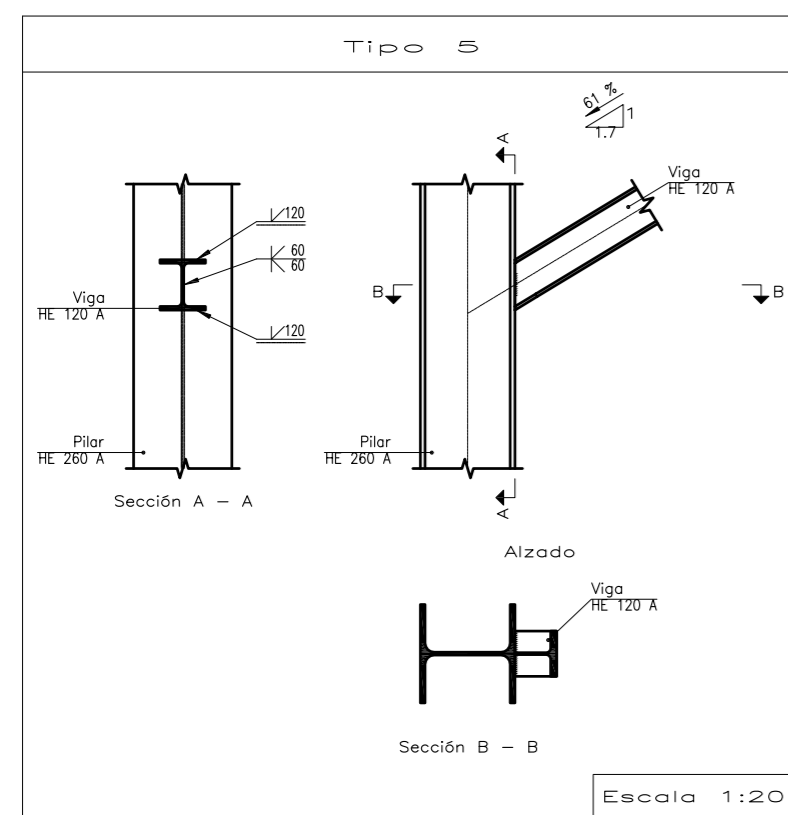
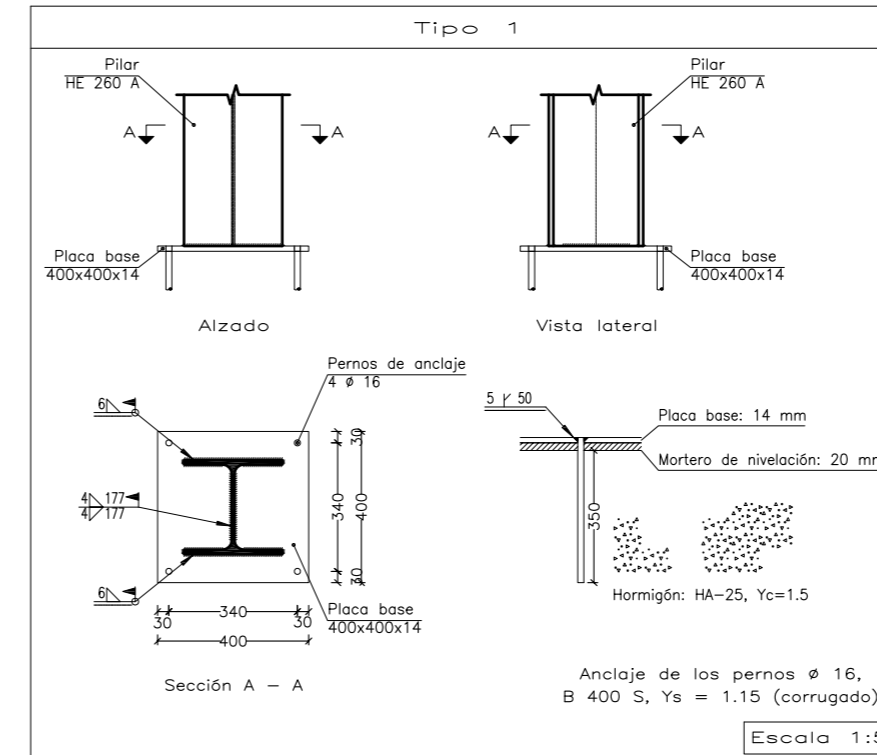
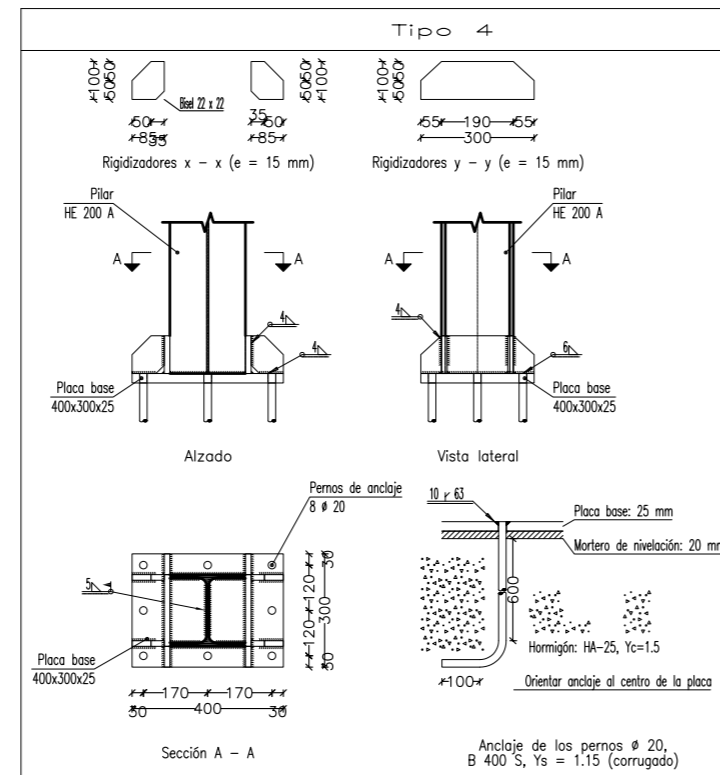
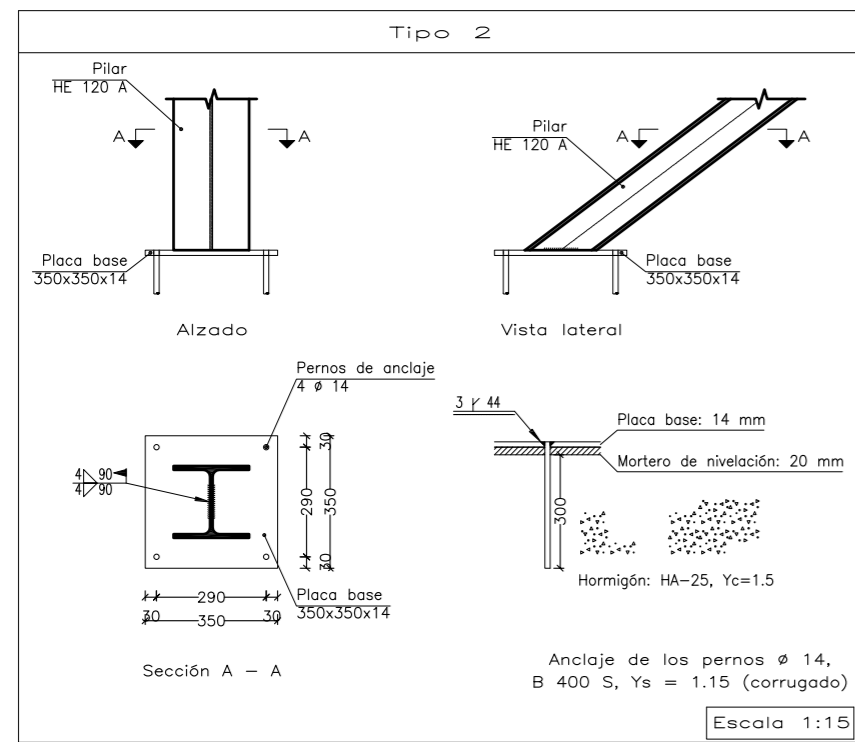


PÓRTICO C



COTAS EN MILÍMETROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> Universidad de La Laguna	Nº PLANO: M.5
Comprobado: 07/2021			
ESCALA: 1:50	PÓRTICOS METÁLICOS		



UNIONES SOLDADAS EN ESTRUCTURA METÁLICA

NORMA:
CTE DB SE-A: Código Técnico de la Edificación. Seguridad estructural. Acero. Apartado 8.6. Resistencia de los medios de unión. Uniones soldadas.

MATERIALES:
- Perfiles (Material base): S275.
- Material de aportación (soldaduras): Las características mecánicas de los materiales de aportación serán en todos los casos superiores a las del material base. (4.4.1 CTE DB SE-A)

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:

- 1) Las siguientes prescripciones se aplican a uniones soldadas donde los espesores de las piezas a unir sean al menos de 4 mm.
- 2) Los cordones de las soldaduras en ángulo no podrán tener un espesor de garganta inferior a 3 mm ni superior al menor espesor de las piezas a unir.
- 3) Los cordones de las soldaduras en ángulo cuyas longitudes sean menores de 40 mm o 6 veces el espesor de garganta, no se tendrán en cuenta para calcular la resistencia de la unión.
- 4) En el detalle de las soldaduras en ángulo se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su espesor de garganta completo). Para cumplirla, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo espesor de garganta y una longitud de 2 veces dicho espesor. La longitud efectiva de un cordón de soldadura deberá ser mayor o igual que 4 veces el espesor de garganta.
- 5) Las soldaduras en ángulo entre dos piezas que forman un ángulo β deberán cumplir con la condición de que dicho ángulo esté comprendido entre 60 y 120 grados. En caso contrario:
 - Si se cumple que $\beta > 120$ (grados): se considerará que no transmiten esfuerzos.
 - Si se cumple que $\beta < 60$ (grados): se considerarán como soldaduras a tope con penetración parcial.

COMPROBACIONES:

a) Cordones de soldadura a tope con penetración total:
En este caso, no es necesaria ninguna comprobación. La resistencia de la unión será igual a la de la más débil de las piezas unidas.

b) Cordones de soldadura a tope con penetración parcial y con preparación de bordes:
Se comprueban como soldaduras en ángulo considerando un espesor de garganta igual al canto nominal de la preparación menos 2 mm (artículo 8.6.3.3b del CTE DB SE-A).

c) Cordones de soldadura en ángulo:
Se realiza la comprobación de tensiones en cada cordón de soldadura según el artículo 8.6.2.3 CTE DB SE-A.

REFERENCIAS Y SIMBOLOGÍA

a [mm]: Espesor de garganta del cordón de soldadura en ángulo, que será la altura mayor, medida perpendicularmente a la cara exterior, entre todos los triángulos que se pueden inscribir entre las superficies de las piezas que hayan alcanzado la fusión y la superficie exterior de las soldaduras. 8.6.2.a CTE DB SE-A

L [mm]: longitud efectiva del cordón de soldadura

MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE SOLDADURAS

Referencias:
1: línea de la flecha
2a: línea de identificación (línea continua)
2b: línea de identificación (línea a trazos)
3: símbolo de soldadura
4: indicaciones complementarias
U: Unión

Referencias 1, 2a y 2b

Referencia 3

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura en ángulo		
Soldadura a tope en 'V' simple (con chafión)		
Soldadura a tope en bisel simple		
Soldadura a tope en bisel doble		
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplia		
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		

Referencia 4

Representación	Descripción
	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
	Soldadura realizada en taller
	Soldadura realizada en el lugar de montaje

COTAS EN MILÍMETROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

Autor: Elena Pérez Alonso

Comprobado: 07/2021

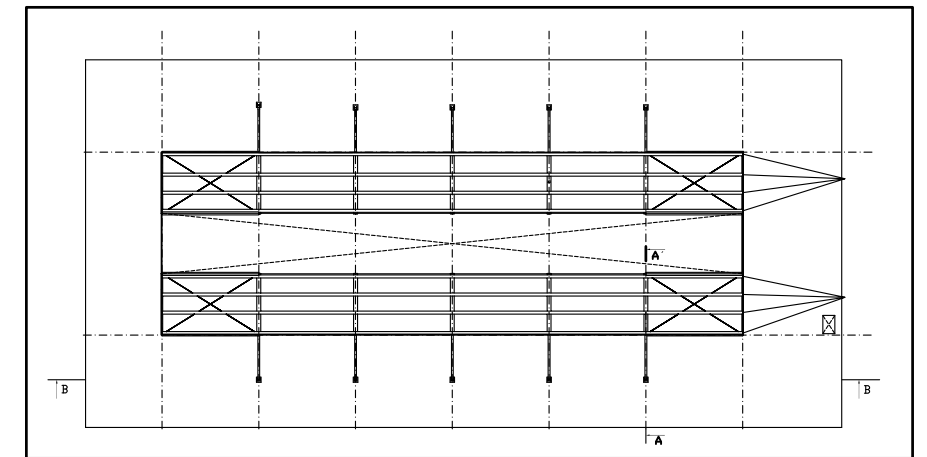
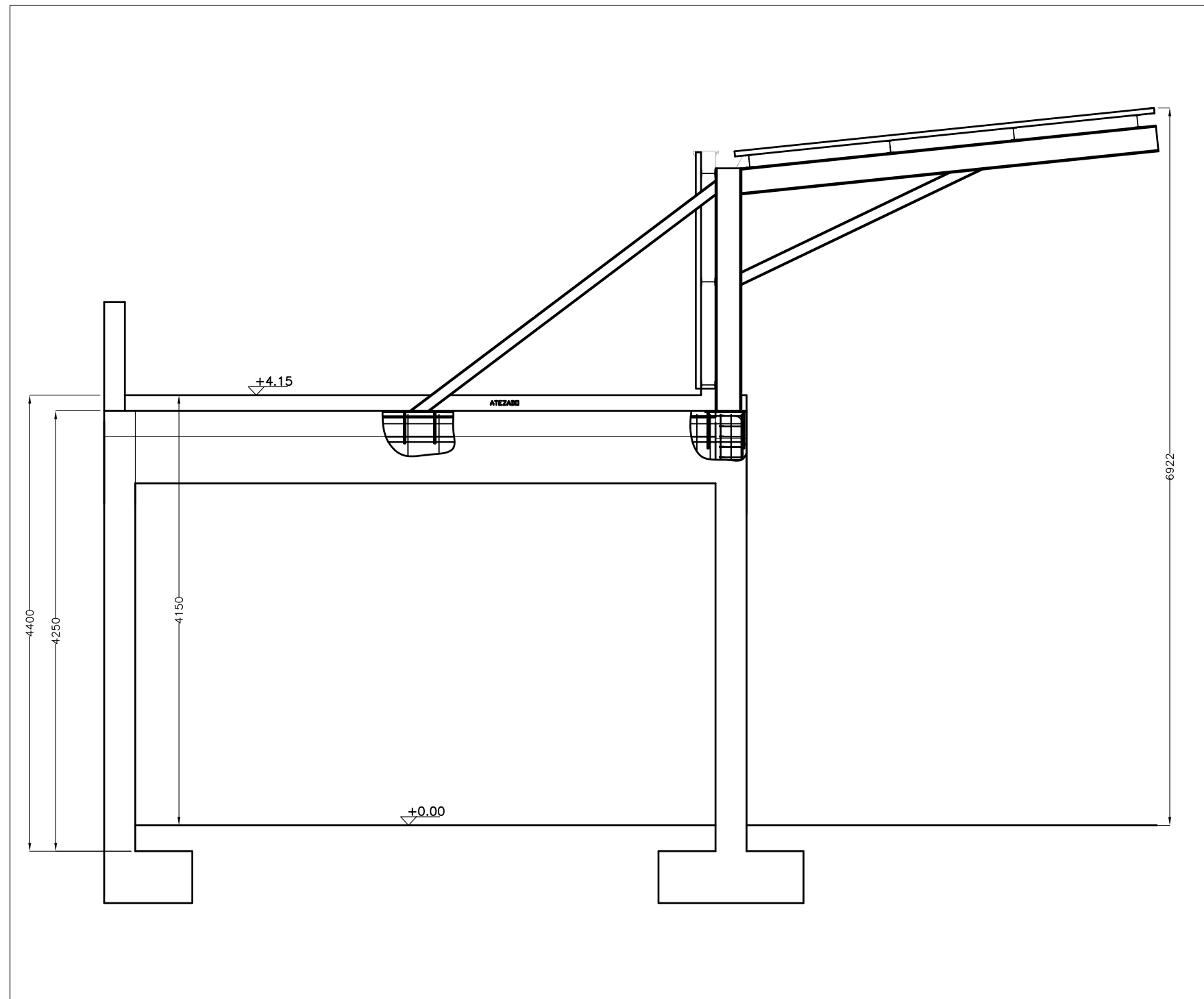
Id. s. normas: UNE-EN-DIN

ESCALA:

DETALLES ESTRUCTURA METÁLICA

Nº PLANO: M.6

ESCUOLA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
Grado Ingeniería Mecánica
Universidad de La Laguna



SECCIÓN A-A'

COTAS EN MILÍMETROS

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO

Autor: Elena Pérez Alonso

Id. s. normas:



ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Grado Ingeniería Mecánica

Universidad de La Laguna

Comprobado: 07/2021

UNE-EN-DIN

Universidad
de La Laguna

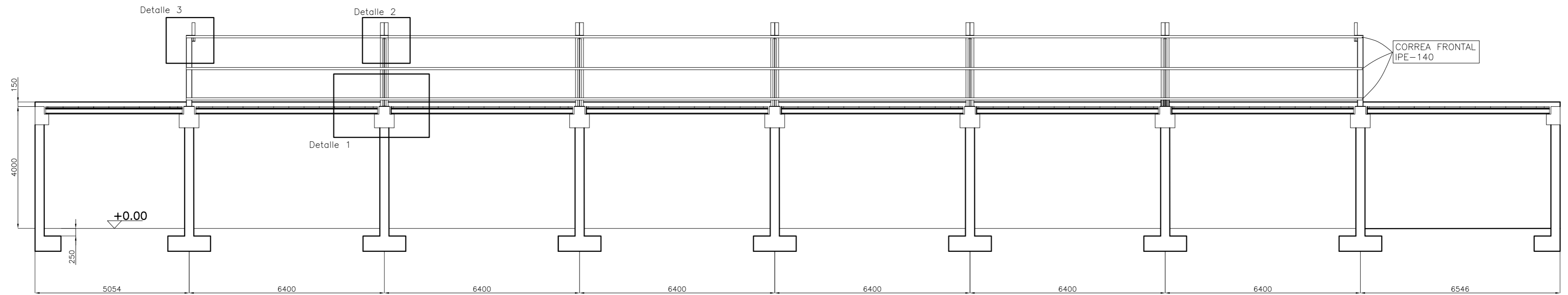
ESCALA:

1:50

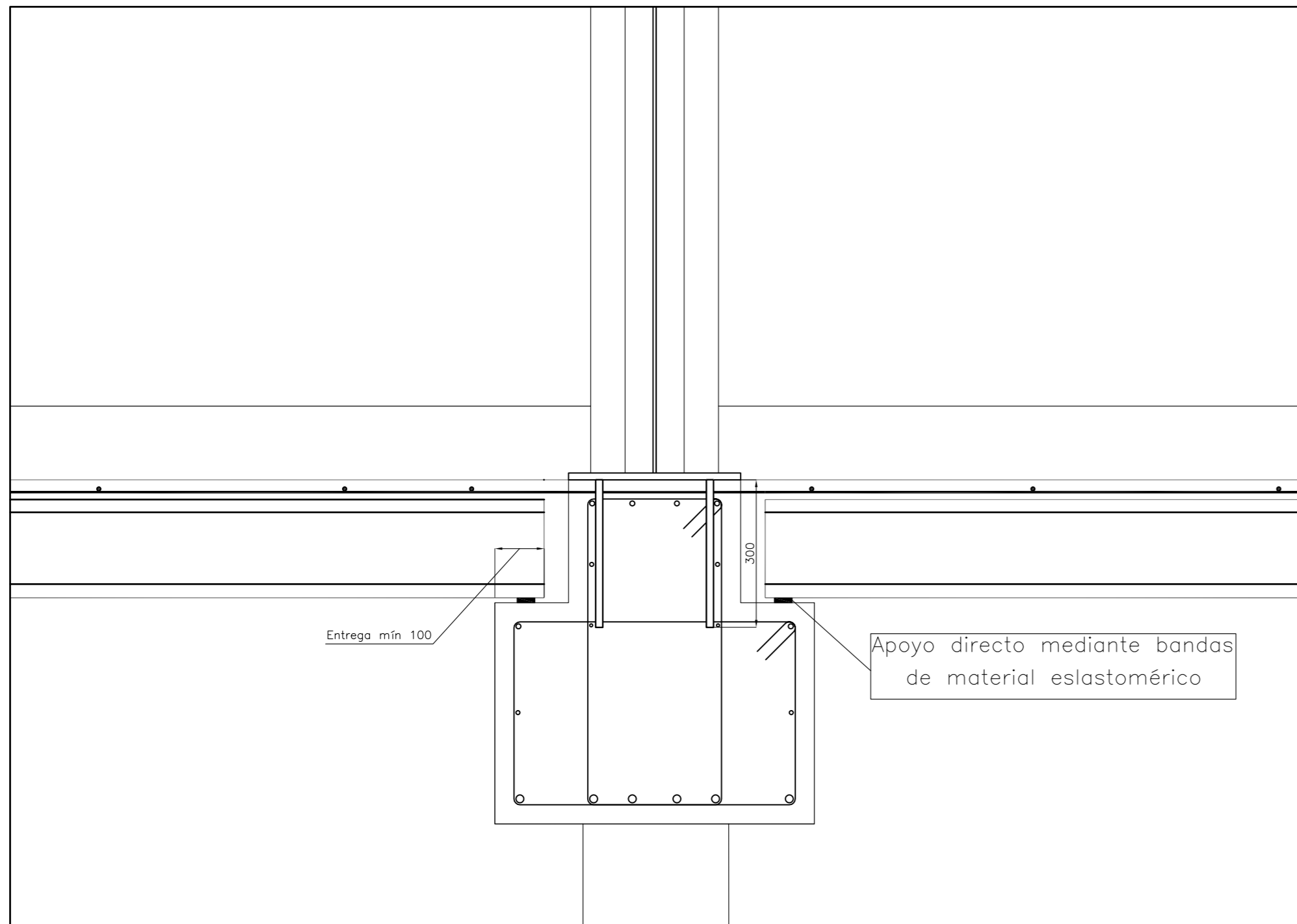
SECCIÓN (A-A') Y DETALLE CANALÓN

Nº PLANO:

S.1

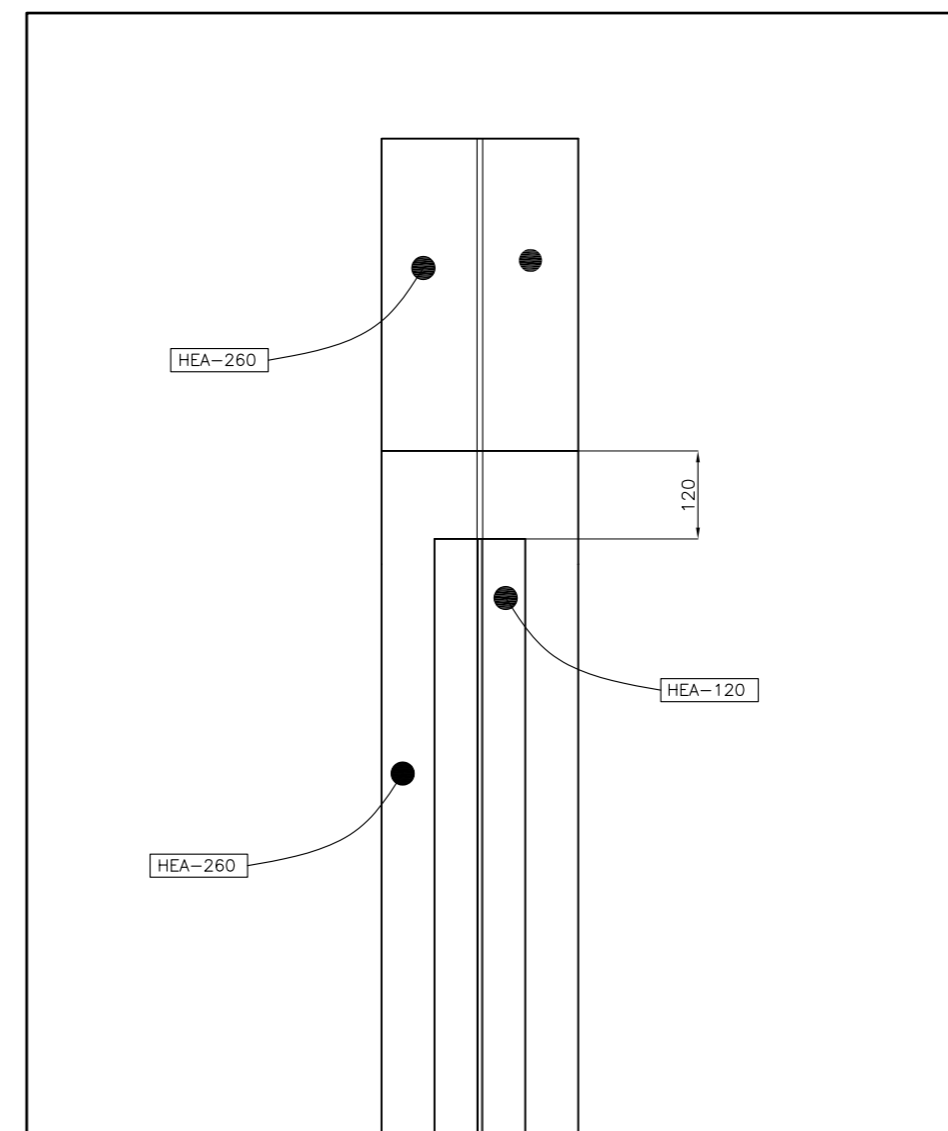


SECCIÓN B-B' E1:100



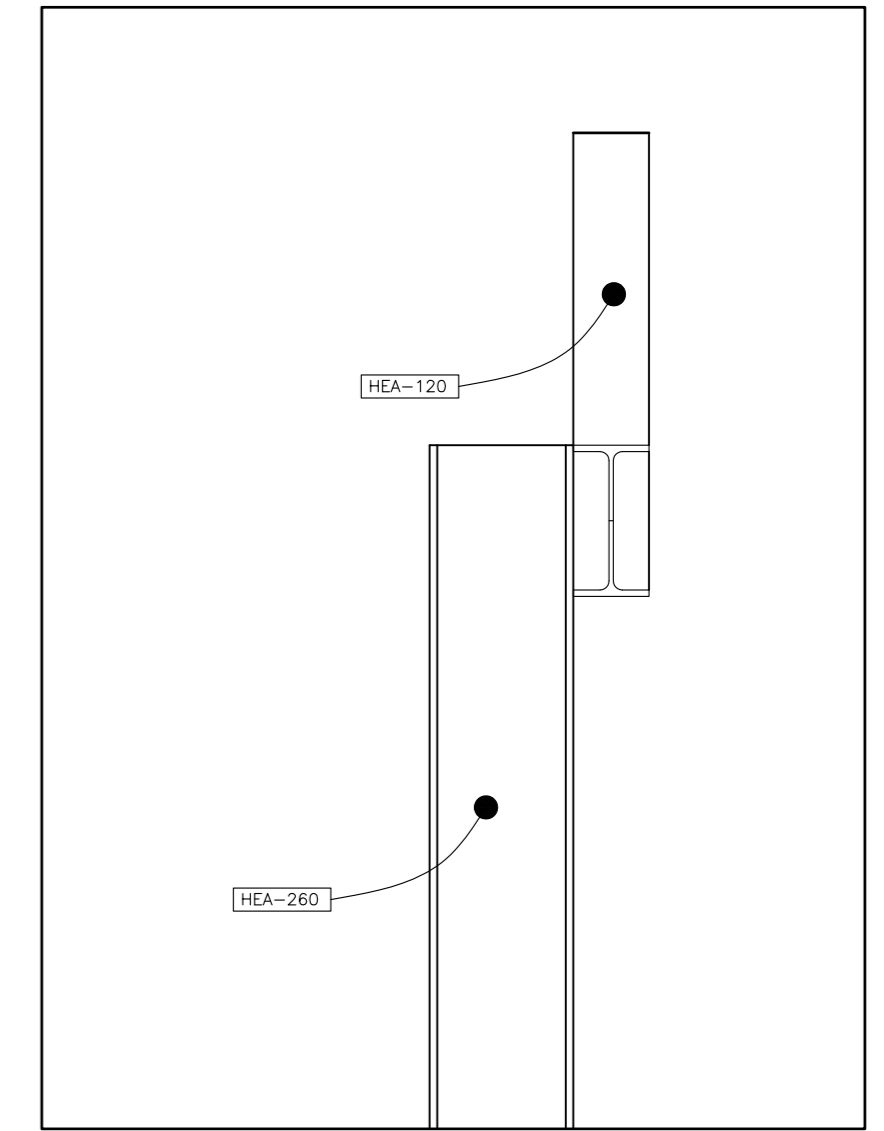
Detalle 1. Encuentro placa de anclaje

E 1:10



Detalle 2

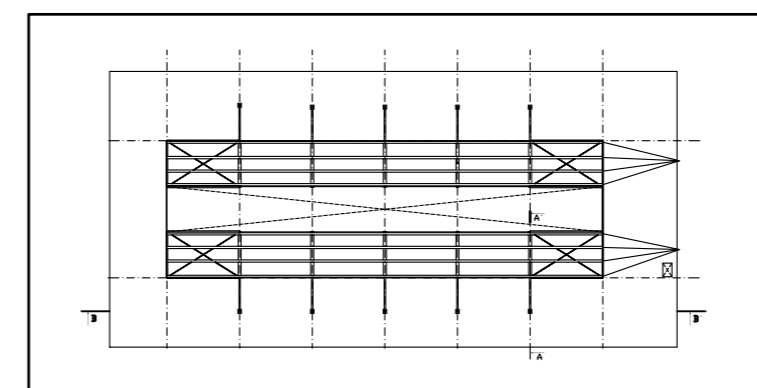
E 1:10



Detalle 3.

E 1:10

COTAS EN MILÍMETROS



DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO			
Autor: Elena Pérez Alonso	Id. s. normas: UNE-EN-DIN	 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA <i>Grado Ingeniería Mecánica</i> Universidad de La Laguna	Nº PLANO: S.2
Comprobado: 07/2021			
SECCIÓN (B-B') Y DETALLES			

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y
TECNOLOGÍA**

Grado en Ingeniería Mecánica

TRABAJO FIN DE GRADO

**DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
PARA UN EDIFICIO DE USO TERCIARIO**

ANEXO II: ESTIMACIÓN DE COSTES

Autor:

Elena Pérez Alonso

Profesores:

Claudio Briones Barrera
Felipe Santiago Alcover Brito

ÍNDICE

CAPITULO 1. MOVIMIENTO DE TIERRAS	1
CAPITULO 2. CIMENTACIÓN	2
CAPITULO 3. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	3
CAPITULO 4. ESTRUCTURA METÁLICA	4
RESUMEN POR CAPÍTULOS	5



Presupuesto parcial nº 1 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Nº	Ud	Descripción	Medición			Precio	Importe	
1.1	M²	Desbroce y limpieza de terrenos con medios mecánicos, con carga sobre camión, sin transporte. La medición se hará sobre perfil.						
			Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
		Limpieza de toda la parcela		70,000	44,400	0,900	2.797,200	
							2.797,200	2.797,200
		Total m²:				2.797,200	2,39	6.685,31
1.2	M³	Excavación mecánica a cielo abierto en terreno compacto, con carga sobre camión, sin transporte. La medición se hará sobre perfil.						
			Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
		SOLAR		70,000	44,400	0,900	2.797,200	
							2.797,200	2.797,200
		Total m³:				2.797,200	3,96	11.076,91
1.3	M³	Excavación en zanjas, pozos o cimientos, en todo tipo de terreno, con medios mecánicos, refino y compactación del fondo de la excavación, incluso carga y transporte de material sobrante a vertedero autorizado.						
			Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
		Zapatas de 90X90 (P1,P6,P42,P38)	4	0,900	0,900	0,400	1,296	
		Zapatas de 180x90 (P2,P4,P5,P3,P12,P16,P29,P24,P28,P32,P37)	11	1,800	0,900	0,400	7,128	
		Zapatas de 210x105 (P39,P40,P41)	3	2,100	1,050	0,400	2,646	
		Zapatas 170x170 (P8,P9,P10,P11,P14,P15,P18,P19,P22,P23,P26,P27,P30,P31,P34,P35,P36)	17	1,700	1,700	0,400	19,652	
							30,722	30,722
			Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
		Vigas centradoras con canto mayor a 40cm L=430	14	4,300	0,400	0,100	2,408	
		Vigas centradoras con canto mayor a 40cm L=425	2	4,250	0,400	0,100	0,340	
		Vigas centradoras con canto mayor a 40cm L=410	2	4,100	0,400	0,100	0,328	
		Vigas centradoras con canto mayor a 40cm L=315	3	3,150	0,400	0,100	0,378	
		Vigas centradoras con canto mayor a 40cm L=480	4	4,800	0,400	0,100	0,768	
		Vigas centradoras con canto mayor a 40cm L=325	2	3,250	0,400	0,100	0,260	
		Vigas centradoras con canto mayor a 40cm L=475	2	4,750	0,400	0,100	0,380	
							4,862	4,862
							35,584	35,584
		Total m³:				35,584	14,82	527,35
Total presupuesto parcial nº 1 MOVIMIENTO DE TIERRAS :							18.289,57	

Presupuesto parcial nº 2 CIMENTACIÓN

Nº	Ud	Descripción	Medición		Precio	Importe		
2.1	M³	Hormigón en masa de limpieza y nivelación, con hormigón de fck=15 N/mm², de 10 cm de espesor medio, en base de cimentaciones, incluso elaboración, puesta en obra, curado y nivelación de la superficie. Según C.T.E. DB SE y DB SE-C.						
			Uds.	m3	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
		Zapatas		8,810			8,810	
		Vigas centradoras		4,860			4,860	
		Vigas de atado		5,690			5,690	
							19,360	19,360
		Total m³		19,360			141,31	2.735,76
2.2	M³	Hormigón armado en zapatas aisladas, HA-30/B/20/IIIa, armado con 40 kg/m³ de acero B 500 S, incluso elaboración, encofrado con una cuantía de 3 m²/m³, desencofrado, colocación de las armaduras, separadores, puesta en obra, vertido, vibrado y curado, s/EHE-08 y C.T.E. DB SE y DB SE-C.						
		Total m³		70,520			262,84	18.535,48
2.3	M³	Hormigón armado en vigas de atado de cimentación, HA-30/B/20/IIIa, armado con 150 kg/m³ de acero B 500 S, incluso elaboración, encofrado con una cuantía de 6 m²/m³, desencofrado, colocación de las armaduras, separadores, puesta en obra, vibrado y curado, s/EHE-08 y C.T.E. DB SE y DB SE-C.						
		Total m³		22,770			382,18	8.702,24
2.4	M³	Hormigón armado en vigas dentradoras de cimentación, HA-30/B/20/IIIa, armado con 150 kg/m³ de acero B 500 S, incluso elaboración, encofrado con una cuantía de 6 m²/m³, desencofrado, colocación de las armaduras, separadores, puesta en obra, vibrado y curado, s/EHE-08 y C.T.E. DB SE y DB SE-C.						
		Total m³		24,310			397,78	9.670,03
		Total presupuesto parcial nº 2 CIMENTACIÓN :						39.643,51

Presupuesto parcial nº 3 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
3.1	M³	Hormigón armado en pilares, HA-30/B/20/IIIa armado con 170 kg/m³ de acero B 500 S, incluso elaboración, colocación de las armaduras, separadores, encofrado, desencofrado, vertido, vibrado y curado, s/EHE-08 y C.T.E. DB SE.			
		Total m³	15,300	744,35	11.388,56
3.2	M³	Hormigón armado en vigas colgadas, HA-30/B/20/IIIa, armado con 100 kg/m³ acero B 500 S, incluso elaboración, colocación de las armaduras, separadores, encofrado y desencofrado, vertido, vibrado y curado, s/EHE-08 y C.T.E. DB SE.			
		Total m³	68,174	384,15	26.189,04
3.3	M²	Forjado constituido por placa alveolar (alveoplaca), de canto 20+5 cm, para luces de hasta 8 m y carga total de 1000 kg/m², incluso relleno de juntas y hormigonado de capa de compresión con hormigón HA-30/B/20/IIIa, colocación de conectores con acero B 500 S, malla de reparto, separadores, vertido, vibrado y curado del hormigón y montaje con grúa, s/EHE-08 y C.T.E. DB SE.			
		Total m²	613,240	55,60	34.096,14
Total presupuesto parcial nº 3 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN :					71.673,74

Presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURA METÁLICA

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe		
4.1	Ud	Placa de anclaje para cimentación realizada con chapa de acero laminado S 275 JR, con cuatro patillas de acero corrugado B 500 S de D=20 mm y 30 cm de longitud, soldadas, incluso taladro central de D=50 mm, elaboración, montaje, p.p. piezas especiales, colocada y nivelada, según C.T.E. DB SE y DB SE-A. Según Plano					
		Total ud	27,000	39,62	1.069,74		
4.2	Kg	Acero S 275 JR, UNE-EN 10025, elaborado y colocado en vigas, pilares y zunchos, con perfiles laminados en caliente, incluso corte, soldadura, montaje, p.p. de piezas especiales y dos manos de imprimación antioxidante, según C.T.E. DB SE y DB SE-A.					
		Uds.	Peso	Largo	Alto	Parcial	Subtotal
		Estructura sin correas	7.172,830			7.172,830	
		Correas	14	10,400	38,400	5.591,040	
						12.763,870	12.763,870
		Total kg	12.763,870	3,11		39.695,64	
Total presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURA METÁLICA :					40.765,38		

Presupuesto de ejecución material

1 MOVIMIENTO DE TIERRAS	18.289,57
2 CIMENTACIÓN	39.643,51
3 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	71.673,74
4 ESTRUCTURA METÁLICA	40.765,38
Total	170.372,20

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de CIENTO SETENTA MIL TRESCIENTOS SETENTA Y DOS EUROS CON VEINTE CÉNTIMOS.

Santa Cruz de Tenerife, a 2 de Julio de 2021
Elena Pérez Alonso