

Trabajo Fin de Grado

**“ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO
ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA”**

Grado en Ingeniería Mecánica

FECHA: SEPTIEMBRE 2017

DEPARTAMENTO: MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS

TUTORA: SHIRLEY KALAMIS GARCIA CASTILLO

AUTOR: CARLOS SAN JOSÉ ALMODÓVAR

Mi agradecimiento a todas aquellas personas que
han sacrificado en algún momento su tiempo y
su esfuerzo para que yo pudiera terminar
los estudios de grado, en especial
a Carlota, a mi familia y
a mi tutora.

Mi agradecimiento a todos los docentes que
se esfuerzan por transmitir lo que saben
con pasión y paciencia.

RESUMEN

El origen de este trabajo surge del encargo de estabilizar una estructura metálica en fase de construcción. Dicha estructura presentaba desplazamientos excesivos en una dirección no prevista en fase de proyecto.

Para encontrar la solución al problema, se ha calculado la estructura original, posteriormente se propuso una solución de refuerzo y finalmente una solución alternativa de diseño. Los cálculos realizados en cada apartado se basaron en el cumplimiento del método de los estados límite. El cumplimiento de estos requisitos se garantizó aplicando las ecuaciones de la elasticidad, resistencia de materiales y las indicadas en las normas de referencia.

Los resultados obtenidos fueron que la estructura original cumplía con los estados límite para las acciones previsibles según el CTE, sin embargo, no cumplió con ellos para acciones que se podrían producir por mantenimiento, viento racheado o acciones accidentales.

Se desarrolló una solución de refuerzo con cables de $\varnothing 16$ mm que permitió cumplir con los estados límite y continuar con el proyecto. Además, se propuso una solución alternativa que habría eliminado los problemas surgidos desde el inicio. Ambas soluciones mejoraron el comportamiento frente a acciones dinámicas de la estructura original.

Se comprendió la importancia de un diseño correcto desde el inicio y las singularidades que pueden tener estructuras ligeras y poco rígidas.

ABSTRACT

The origin of this work arises from the task of stabilizing a metal structure in the construction phase. This structure showed excessive displacements in a way not foreseen in the project phase.

In order to find the solution to the problem, the original structure was calculated, then a reinforcement solution was proposed and finally an alternative design solution. The calculations performed in each section were based on compliance with the limit states method. Compliance with these requirements was ensured by applying the equations of elasticity, strength of materials and those indicated in the reference standards.

The results obtained ensured that the original structure exceeded the requirements of the limit states for the predicted forces according to the CTE, however, the structure did not satisfy the limit states could produce by maintenance, wind or accidental actions.

A reinforcement solution with $\varnothing 16$ mm cables was developed that allowed to exceed the requirements of the limit states and to continue with the project. In addition, an alternative solution was proposed that would have eliminated the problems that had arisen from the beginning. Both solutions improved the behavior against dynamic actions of the original structure.

It was understood the importance of a correct design from the beginning and the singularities that can have light structures and less rigid.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	12
1.1. Motivación	12
1.2. Objetivos.....	13
1.3. Alcance	13
1.4. Organización del documento	13
2. ANTECEDENTES	14
3. ESTRUCTURA ORIGINAL	15
3.1. Metodología para el análisis estructural.....	15
3.2. Condiciones de diseño	18
3.2.1. Localización	18
3.2.2. Geometría	18
3.2.3. Consideraciones estructurales.....	18
3.2.4. Acciones consideradas	19
3.3. Cálculo de acciones.....	19
3.4. Cálculo de la estructura	24
3.4.1. Cubierta	24
3.4.2. Correas	25
3.4.3. Pórticos.....	26
3.4.4. Cimentación	30
3.4.5. Placas de anclaje	32
3.5. Estudio del problema	34
3.5.1. Análisis estático	34
3.5.2. Análisis dinámico.....	38
3.6. Solución propuesta.....	40
4. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ALTERNATIVA	43
4.1. Requisitos de diseño	43
4.2. Diseño alternativo	43

4.3. Cálculo de acciones.....	44
4.4. Cálculo de la estructura alternativa.....	44
4.4.1. Cubierta.....	44
4.4.2. Correas	44
4.4.3. Pórticos.....	44
4.4.3.1. Análisis estático.....	44
4.4.3.2. Análisis dinámico	48
4.4.4. Pilar H.A.	50
4.4.5. Cimentación	52
4.5. Análisis de resultados.....	53
5. NORMATIVA	55
6. MEDICIONES Y PRESUPUESTO	56
6.1. Diseño original	56
6.2. Solución alternativa.....	66
6.3. Comparativa de presupuestos.....	76
7. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	77
7.1. Conclusiones.....	77
7.2. Trabajos futuros.....	78
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	79
9. ANEJOS.....	80
9.1. Cálculos de estructura original.....	81
9.1.1. Cálculo de acciones.....	81
9.1.2. Cálculo de paneles de cubierta	86
9.1.3. Cálculo de correas	87
9.1.4. Cálculo de pórticos originales	94
9.1.4.1. Introducción de datos.....	94
9.1.4.1.1. Nudos	94
9.1.4.1.2. Barras.....	94
9.1.4.1.3. Cargas en nudos	95

9.1.4.2. Resultados.....	96
9.1.4.2.1. ELU.....	96
9.1.4.2.2. ELS.....	97
9.1.5. Cálculo de la cimentación	98
9.1.6. Cálculo de la placa de anclaje.....	104
9.1.7. Cálculo estático de estructura con refuerzo sometido a carga puntual horizontal.....	108
9.1.8. Cálculo dinámico de estructura con refuerzo sometido carga puntual horizontal.....	110
9.2. Cálculos de diseño alternativo.....	112
9.2.1. Cálculo de pórticos de diseño alternativo	112
9.2.1.1. Introducción de datos.....	112
9.2.1.1.1. Nudos	112
9.2.1.1.2. Barras.....	112
9.2.1.1.3. Cargas.....	113
9.2.1.2. Resultados.....	114
9.2.1.2.1. ELU.....	114
9.2.1.2.2. ELS	115
9.2.2. Pilar de hormigón armado	116
9.3. Planos.....	123
9.3.1. Situación	123
9.3.2. Cimentación	123
9.3.3. Diseño original	123
9.3.4. Diseño original con refuerzo.....	123
9.3.5. Diseño alternativo	123
9.3.6. Detalles	123

ÍNDICE DE FIGURAS Y TABLAS

Figura 1 – “Diseño original de estructura”	14
Figura 2 – “Presiones de viento sobre los faldones de cubierta”	21
Figura 3 – “Distribución de correas”	22
Figura 4 – “Disposición de ejes”	23
Figura 5 – “Secciones del pórtico principal”	27
Figura 6 – “Cargas sin mayorar. Combinación 1 (izquierda) y combinación 2 + 3 (derecha)”	28
Figura 7 – “Geometría final placas de anclaje”	33
Figura 8 – “Efecto de una fuerza puntual paralela al plano XY”	34
Figura 9 – “Geometría del modelo completo”	35
Figura 10 – “Carga puntual paralela al plano XY”	36
Figura 11 – “Desplazamiento de la estructura debido a una carga puntual”	36
Figura 12 – “FAD en función de la frecuencia de excitación”	39
Figura 13 – “Refuerzo de cables de acero macizos”	40
Figura 14 – “FAD en función de la frecuencia de excitación (con refuerzo)”	42
Figura 16 – “Edificio de diseño similar a la estructura original”	43
Figura 17 – “Posibles alternativas de diseño estructural”	44
Figura 18 – “Secciones del pórtico principal con diseño alternativo”	45
Figura 19 – “Cargas sin mayorar. Combinación 1 (izquierda) y combinación 2 + 3 (derecha)”	46
Figura 20 – “FAD en función de la frecuencia de excitación con diseño alternativo”	49
Figura 21 – “FAD función de frecuencia en diseño alternativo con amortiguamiento”	50
Figura 22 – “Disposición de armaduras pilar H.A.”	51
Figura 23 – “Disposición de arranques en cimentación”	52
Figura 24 – “Desplazamiento máximo según diseño para una acción paralela a XY”	53
Figura 25 – “FAD en función de la frecuencia según diseño estructural”	54

Tabla 1 "Límites admisibles (Método de los estados límite)"	16
Tabla 2 "Combinación de acciones".....	20
Tabla 3 "Carga según combinación de acciones para ELU"	20
Tabla 4 " Carga según combinación de acciones para ELS"	21
Tabla 5 "Dimensiones y cargas de correas en ELU"	23
Tabla 6 "Dimensiones y cargas de correas en ELS"	23
Tabla 7 "Resultado análisis paneles de cubierta"	24
Tabla 8 "Resultados análisis estructural ELU de correas"	25
Tabla 9 "Resultados análisis estructural ELS de correas"	26
Tabla 10 "Reacciones sobre pórticos en ejes globales"	26
Tabla 11 "Coeficientes de sustentación"	28
Tabla 12 "Resultados ELU de pórticos"	29
Tabla 13 "Resultados ELS de pórticos"	30
Tabla 14 "Reacciones a cimentación"	30
Tabla 15 "Geometría final de cimentación"	31
Tabla 16 "Comprobación de cimentación"	31
Tabla 17 "Geometría final de placas de anclaje"	32
Tabla 18 "Comprobación de placa de anclaje".....	33
Tabla 19 "Resultados de desplazamiento para carga puntual paralela al plano XY"	37
Tabla 20 "Desplazamientos para carga puntual paralela al plano XY con refuerzo".....	41
Tabla 21 "Resultados ELU de pórticos con diseño alternativo"	47
Tabla 22 "Resultados ELS de pórticos con diseño alternativo".....	47
Tabla 23 "Reacciones sobre pilar de hormigón"	48
Tabla 24 "Desplazamientos para carga puntual paralela al plano XY en estructura alternativa" ..	48
Tabla 25 "Geometría final de pilar H.A."	51
Tabla 26 "Comprobación pilar H.A."	51
Tabla 27 "Arranques pilar hormigón".....	52
Tabla 28 "Comparativa de presupuestos sobre el total de la obra"	76
Tabla 29 "Comparativa de presupuestos sobre la partida de estructuras"	76

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

En algunas ocasiones, durante el diseño de estructuras metálicas, no se consideran todas las acciones que pueden actuar sobre una estructura. Esto conlleva la aparición de efectos no admisibles. Tal es el caso que se presenta en este Trabajo Fin de Grado, donde se parte de una estructura en fase de construcción, que presenta desplazamientos excesivos cuando se aplican cargas en direcciones no consideradas en fase de proyecto.

La motivación principal de este trabajo surge de la necesidad de resolver un problema relacionado con la estabilidad estructural de una cubierta real en fase de ejecución. Para ello, el promotor de la obra, nos encarga limitar el desplazamiento y reducir el movimiento oscilatorio, manteniendo lo ya ejecutado.

El reto consiste en aplicar los conocimientos aprendidos durante los últimos años para proponer una solución que garantice la seguridad de los ocupantes y la integridad de la estructura en su vida útil.

Durante la redacción de un proyecto real, las soluciones óptimas, no siempre se llevan a cabo por factores económicos, logísticos, temporales, procedimientos de trabajo de los operarios, etc. La dificultad para la resolución del reto, radica en proponer una solución de ingeniería, no solo técnicamente correcta, sino también factible.

Una vez propuesta la solución que permita seguir adelante con la construcción, conocido y estudiado el problema, se propondrá una solución alternativa de diseño que permita cumplir las mismas funciones que la estructura inicial, pero evitando los problemas desde el inicio. A esta propuesta la llamaremos solución alternativa.

Las conclusiones obtenidas permitirán comprender la importancia de un diseño óptimo y servir como experiencia para los futuros encargos profesionales.

Otra motivación es obtener la solución de los problemas estructurales utilizando las condiciones y ecuaciones que indica la normativa o la resistencia de materiales, haciendo el menor uso posible de los programas de cálculo estructural. De esta forma se pretende comprender, entender y tener una idea global de la casuística que existe detrás de los análisis estructurales y su relación con los estudios del Grado en Ingeniería Mecánica.

1.2. Objetivos

Para el presente trabajo los objetivos que se han fijado son sencillos, en parte explicados en el apartado anterior. A continuación, se enumeran para una mayor claridad:

- Analizar el problema existente en una estructura en fase de ejecución
- Proponer una solución real a un problema estructural concreto
- Proponer un diseño alternativo aplicando las normativas correspondientes
- Cuantificar el importe de la solución alternativa
- Obtener conclusiones sobre la importancia del diseño

1.3. Alcance

El presente trabajo pretende proponer una solución estructural a un problema concreto, pero no es objetivo de este trabajo generalizar la solución a otros problemas estructurales. Cada estructura presenta ventajas e inconvenientes en función de sus dimensiones, materiales, diseños, uniones...

Tampoco es objetivo desarrollar un proyecto real de construcción, que incluiría documentos de prescripciones técnicas (pliegos), condiciones de seguridad y salud (estudio de seguridad y salud), residuos generados durante la obra (estudio de gestión de residuos), cumplimiento con ordenanzas municipales y planes generales de ordenación urbana, etc.

Se persigue redactar un documento académico en el que el alumno sea capaz de demostrar los conocimientos adquiridos en el grado y que sea capaz de asimilar de forma autodidacta los no adquiridos a través de la bibliografía.

1.4. Organización del documento

El trabajo se organiza en bloques numerados por niveles. Cada bloque de primer nivel (marcado en negrita en el índice) persigue un objetivo principal, y los niveles sucesivos sirven para organizar la información del nivel principal.

Para una mayor claridad se han organizado los capítulos según se necesita la información para pasar al siguiente nivel. Así en el desarrollo del documento se van mostrando los estudios y resultados que lleven finalmente a una conclusión lógica, excepto los cálculos realizados en cada apartado que se agrupan en los anejos.

La notación de referencias es la siguiente:

- Las ecuaciones se notarán entre paréntesis (...). Ej: (1)
- Las referencias bibliográficas se notarán entre corchetes [...]. Ej: [1]

2. ANTECEDENTES

Como se adelantó en el apartado de "Motivación" se pretende estabilizar una estructura metálica en fase de ejecución, en la que se detectan desplazamientos excesivos al aplicar una carga en un plano paralelo al suelo en cualquiera de los extremos de la cubierta. La estructura original terminada, se muestra en la *Figura 1 – "Diseño original de estructura"*.

El efecto característico que se produce al aplicar la carga de forma alternante en uno de los extremos es un movimiento oscilatorio con bajo amortiguamiento. Por esta razón, también se realizará un análisis dinámico para obtener la frecuencia propia del conjunto.

Uno de los requisitos fundamentales que plantea el promotor es el de mantener la estética y geometría de la construcción.



Figura 1 – "Diseño original de estructura"

Como la estructura ya posee cimentación y está finalizada, se decide continuar con el diseño, creando un refuerzo que permita limitar el movimiento excesivo y oscilatorio. Dicho refuerzo no modificará la disposición estructural, solamente la rigidizará para asegurar el cumplimiento de la normativa vigente.

Se analizarán los elementos que la componen, desde la zona de aplicación de las cargas hasta el cimiento. Se comprobarán los efectos del refuerzo estructural, así como la reducción de las flechas producidas.

Se utilizarán normas, principios de elasticidad, resistencia de materiales, software de programación y de elementos finitos o métodos matriciales, según la complejidad del análisis.

3. ESTRUCTURA ORIGINAL

3.1. Metodología para el análisis estructural

Actualmente la normativa disponible para el cálculo de estructuras en España gira en torno al Código Técnico de la Edificación (de ahora en adelante CTE). La correcta aplicación de los documentos que lo componen, supone cumplir con las exigencias básicas que en ellos se establecen.

De todos los documentos que ofrece el CTE para el proceso edificatorio, el que trata las exigencias y la metodología de análisis estructural es el CTE DB SE. Las exigencias básicas que se pretenden alcanzar son:

- **Resistencia y estabilidad**

“...La resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto...”

- **Aptitud al servicio**

“...La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles...”

Para alcanzar estos requisitos, la normativa propone el estudio de la estructura a través del método los estados límite. Este método establece unos “límites” que no deben de ser superados, en cualquiera de las situaciones definidas en proyecto. El procedimiento para su comprobación, consiste en determinar el efecto que unas acciones (ver 3.2) realizan sobre la estructura y la respuesta de la estructura a dichas acciones. El estado límite queda satisfecho, si se verifica que la respuesta estructural no es inferior al efecto de las acciones. [1]

Estos límites quedan establecidos mediante la aplicación coeficientes parciales. Dichos coeficientes son unos valores probabilísticos encargados de mayorar las acciones y minorar las resistencias de los materiales. Las resistencias serán obtenidas en laboratorio y se asociarán a un valor que denominaremos característico.

A continuación, se resume en la tabla 1 los límites establecidos para cada exigencia, en función de estado límite considerado:

Exigencia SE	Estado límite	Condición
	Equilibrio	$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$ (1)
Resistencia y estabilidad (ELU)	Resistencia de la estructura	$R_d \geq E_d$ (2)
	Resistencia de las secciones	
	Inestabilidad	
	Uniones	
	Fatiga	
Aptitud al servicio (ELS)	Deformaciones	$C_d \geq E_d$ (3)
	Vibraciones	
	Deslizamiento de las uniones	
	Def. transversales en paneles	
	Plastificaciones locales	
	Fatiga	

Donde:

$E_{d,estab}$ = Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras

$E_{d,desestab}$ = Valor de cálculo de los efectos de las acciones destabilizadoras

R_d = Valor de cálculo de la respuesta de la estructura

E_d = Valor de cálculo de los efectos de las acciones

C_d = Valor de límite admisible para el estado límite a comprobar

Tabla 1 "Límites admisibles (Método de los estados límite)"

Para poder llevar a cabo las comprobaciones resumidas en la Tabla 1 "Límites admisibles (Método de los estados límite)", se necesita un modelo estructural con el que determinar la respuesta de la estructura a las acciones consideradas. El modelo estructural considerado será el que se indica en el CTE DB SE – A (Seguridad estructural – Aceros), cuyas características se enumeran a continuación:

- **Hipótesis**

- El análisis se lleva a cabo de acuerdo con hipótesis simplificadoras mediante modelos adecuados al estado límite a comprobar, que permitan obtener esfuerzos y desplazamientos en las piezas de la estructura y en sus uniones entre sí y con los cimientos.

- o Normalmente se utilizarán modelos elásticos y lineales en las comprobaciones frente a estados límite de servicio. Frente a estados límite últimos pueden emplearse siempre modelos elásticos, elástico con redistribución de momentos, elastoplástico, rígido-plástico o cualquier combinación coherente según la clase de sección.
- **Modelos de piezas**
 - o Las piezas de acero se representarán mediante modelos unidimensionales o bidimensionales de acuerdo a sus dimensiones relativas.
 - o Las luces de cálculo de las piezas unidimensionales serán las distancias entre ejes de enlace.
 - o En el análisis global de la estructura las piezas se representarán considerando sus secciones brutas.
 - o La rigidez en torsión de las piezas puede ser ignorada en el análisis en los casos en que no resulte imprescindible para el equilibrio.
- **Uniones de los elementos**
 - o Para representar el enlace entre dos o más piezas se requieren modelos que representen adecuadamente la geometría y la resistencia y rigidez de la unión.
 - o En función de la resistencia las uniones pueden ser articulaciones, de resistencia total o de resistencia parcial.
 - o Dependiendo de la rigidez las uniones pueden ser articuladas, rígidas o semirrígidas, según su rigidez a rotación sea nula, total o intermedia.
 - o Los límites entre los distintos tipos se establecen en el capítulo de uniones.
 - o Los métodos de análisis global utilizados y las hipótesis adoptadas respecto al comportamiento de las uniones deben ser coherentes
- **Tipos de sección**
 - o Según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección solicitada por un momento flector, esta se clasifica en una de las cuatro clases siguientes: Clase 1(Plástica), Clase 2(Compacta), Clase 3(Elástica), Clase 4, Esbelta

- o Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de las tablas 5.3 y 5.4 del CTE DB SE - A. Se asignará a la sección la clase menos favorable.
- o Para evitar ondulaciones no deseadas, las esbelteces geométricas de los elementos planos que forman la sección transversal de un perfil conformado en frío o de chapa plegada deberán limitarse según las indicaciones de la tabla 5.5 del CTE DB SE - A.

3.2. Condiciones de diseño

3.2.1. Localización

La estructura objeto de estudio, se sitúa en el término municipal de Alcorcón, a una altitud de 695m sobre el nivel del mar y en una zona libre de obstáculos en un entorno industrial-comercial.

3.2.2. Geometría

La edificación tiene la función de proteger una zona de venta al público de las inclemencias meteorológicas. Está formada por una cubierta a cuatro aguas de dimensiones en planta 5m x 5m. Posee características poco convencionales, ya que vuela por sus 4 lados, quedando sujeta en su parte central por un núcleo de 4 pilares formando un cuadrado de 1.17 x 1.17 m. Las dimensiones y forma de la estructura quedan representadas en el apartado 9.3 del presente documento.

3.2.3. Consideraciones estructurales

La estructura principal estará formada por 2 pórticos cruzados de nudos rígidos, empotrados en la cimentación. El acero utilizado en proyecto será S-275 JR para todos los elementos estructurales [2].

La cubierta la conforman correas apoyadas en los nudos de los pórticos principales y sobre estas, un panel sándwich comercial.

Los límites de flecha para los elementos estructurales se fijan en $L/300$ [2].

3.2.4. Acciones consideradas

Para la obtención de las acciones se seguirán los procedimientos descritos en el CTE-DB-SE-AE de donde obtiene las cargas y sobrecargas que aplicará en la estructura y sus correspondientes coeficientes de mayoración y probabilísticos. Como acciones consideradas tenemos:

- Peso propio de la estructura
- Sobrecargas de uso para mantenimiento (categoría G1)
- Sobrecarga de viento
- Sobrecarga de nieve

Por el contrario, no se han tenido en cuenta las acciones de sismo, ya que se encuentra en una zona de baja probabilidad.

3.3. Cálculo de acciones

En este apartado se determinarán las acciones de carácter permanente, variables y accidentales que permitirán elegir la combinación más desfavorable. El documento de referencia es el CTE DB SE AE (seguridad estructural – acciones en la edificación), del que se extraerá la información necesaria.

Se obtendrán las acciones permanentes y variables, para determinar finalmente las hipótesis de carga según la ecuación (4).

$$q_{j,i} = \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4)$$

Donde:

G_k = Valor característico de una acción permanente

Q_k = Valor característico de una acción variable

γ_G = Coeficiente parcial para una acción permanente

γ_Q = Coeficiente parcial para una acción variable

ψ_0 = Coeficiente para el valor de combinación de una acción variable

q_d = Carga de cálculo más desfavorable

Antes de proceder con la estimación de cargas, se presentará una distribución de la geometría de la cubierta, que será necesaria para la obtención de las cargas variables según la tipología y dimensiones para el CTE DB SE AE. Dicha geometría se puede consultar en la documentación gráfica del apartado 9.3 del presente documento.

Para determinar la combinación más desfavorable se ha realizado un programa con el software comercial MathCAD versión 14, cuyo desarrollo y pasos seguidos se recogen en el anejo con numeración 9.1.1. No obstante, para una mayor claridad, se mostrará la combinatoria de acciones que se considerará para los cálculos futuros. Estas combinaciones se recogen en la Tabla 2 "*Combinación de acciones*". El resultado de cada combinación debe interpretarse como el producto de la carga de cada columna por los coeficientes de la tabla.

Referencia de combinación	Carga permanente (PP)		Sobrecarga Uso (Q.uso)		Sobrecarga Nieve (Q.nieve)		Viento presión (Q.v.p)		Viento succión (Q.v.p)
Comb. 0	1.35	+	1.5	+	0	+	0	+	0
Comb. 1	1.35	+	0	+	1.5	+	1.5 * 0.6	+	0
Comb. 2	1.35	+	0	+	1.5 * 0.5	+	1.5	+	0
Comb. 3	0.8	+	0	+	0	+	0	+	1.5

Tabla 2 "*Combinación de acciones*"

Los resultados para las hipótesis de cargas más desfavorables se resumen en la Tabla 3 "*Carga según combinación de acciones para ELU*" y en la Tabla 4 "*Carga según combinación de acciones para ELS*". Los valores de las presiones debidas a las acciones están aplicados en la superficie referida un plano paralelo y otro perpendicular al faldón de cubierta, de esta forma será más sencillo atribuir las cargas que solicitan al eje fuerte y al eje débil de la correa [3].

Combinación ELU	Acción variable Ppal.	Presión perpendicular a la cubierta [kPa]	Presión paralela a la cubierta [kPa]
1	Nieve (Q.nieve)	1.974	1.125
2	Viento de presión (Q.vp)	2.644	0.945
3	Viento de succión (Q.vs)	-1.299	0.400

Tabla 3 "*Carga según combinación de acciones para ELU*"

Combinación ELS	Acción variable Ppal.	Presión perpendicular a la cubierta [kPa]	Presión paralela a la cubierta [kPa]
1	Nieve (Q.nieve)	1.366	0.800
2	Viento de presión (Q.vp)	1.812	0.680
3	Viento de succión (Q.vs)	-0.452	0.680

Tabla 4 " Carga según combinación de acciones para ELS"

Cabe destacar que para el estudio de los pórticos de la estructura las combinaciones 2 y 3 se considerarán complementarias, ya que, por la geometría de la estructura, cuando el viento sopla en una dirección, un faldón se encuentra a barlovento y el otro a sotavento con disposición simétrica, independientemente de la dirección del viento [1]. Dicho efecto se recoge en la Figura 2 – “Presiones de viento sobre los faldones de *cubierta*” que representa de modo esquemático las zonas de presión o succión a las que están sometidos los faldones de la cubierta.

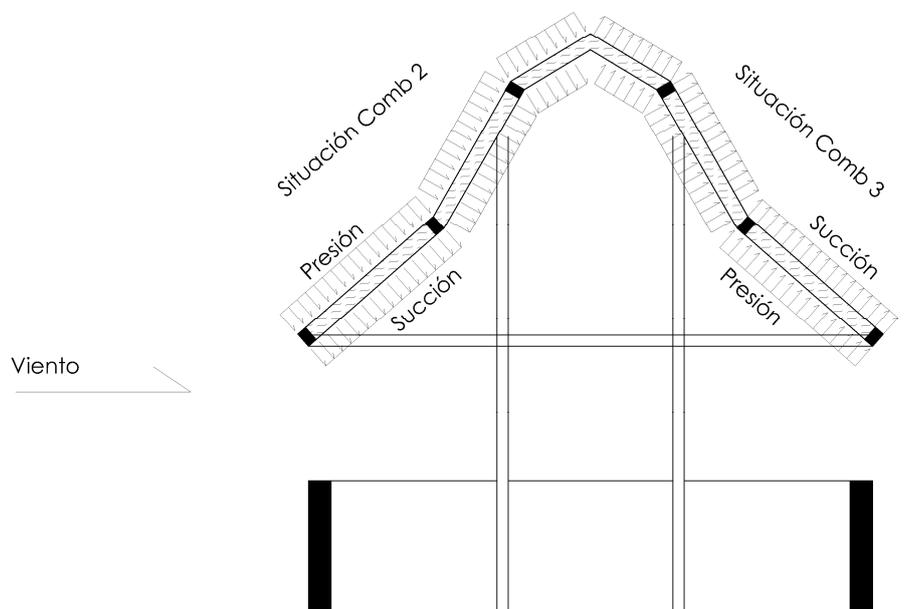


Figura 2 – “Presiones de viento sobre los faldones de cubierta”

Obtenidas las acciones se determinará la carga que afecta a cada elemento de la estructura. Lo primero que se determinará será la carga que soportan las correas, cuya numeración se indica en la Figura 3 – “Distribución de correas”.

Dada la falta de homogeneidad de las distancias entre ejes y longitudes de las correas, cada elemento estará sometido a una acción de diferente intensidad. A continuación, en la Tabla 5 “Dimensiones y cargas de correas en ELU” se recogen por un lado las dimensiones de las correas y por otro el área tributaria que le corresponde a cada una de ellas, para finalmente, determinar la carga a la que estarán sometidas en los plano paralelo y perpendicular a la cubierta.

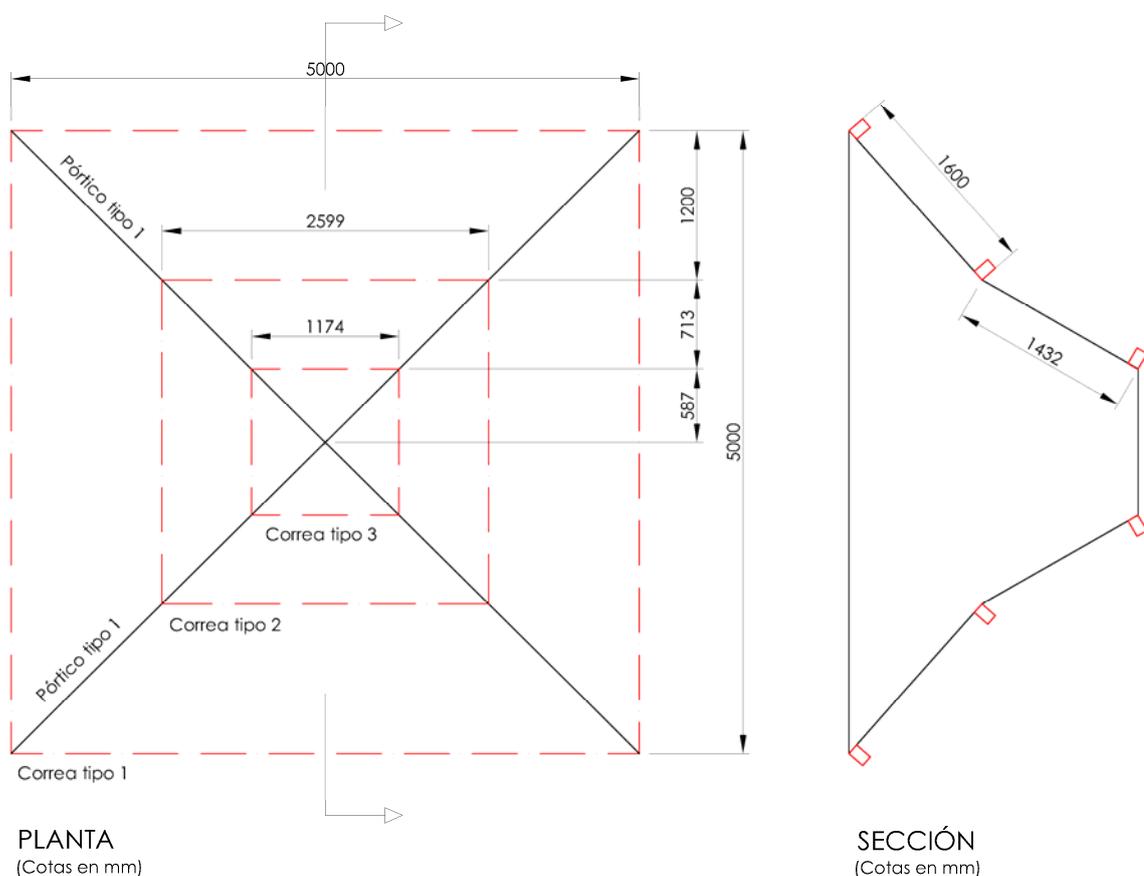
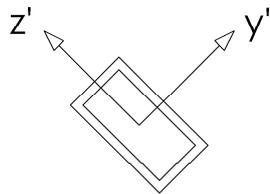


Figura 3 – “Distribución de correas”

Para una mayor claridad se muestra la Figura 4 – “Disposición de ejes”, que corresponde con el sistema de referencia considerado para los datos y resultados tanto de las correas como de la estructural global.

Ejes locales de barra



Ejes globales de estructura

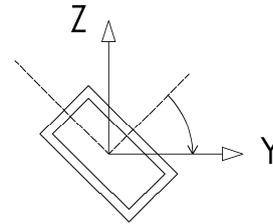


Figura 4 – "Disposición de ejes"

Comb.	Longitud [m]	Área tributaria [m ²]	Correa 1		Correa 2		Correa 3	
			z'	y'	z'	y'	z'	y'
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	5.00	3.52	-1.390	-0.792	-3.158	-1.800	-1.856	-1.058
2	2.60	4.16	-1.861	-0.665	-4.230	-1.512	-2.486	-0.888
3	1.17	1.10	0.865	-0.282	1.966	-0.640	1.155	-0.376

Nota: y' = dirección paralela; z' = dirección perpendicular

Tabla 5 "Dimensiones y cargas de correas en ELU"

Comb.	Longitud [m]	Área tributaria [m ²]	Correa 1		Correa 2		Correa 3	
			z'	y'	z'	y'	z'	y'
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	5.00	3.52	-0.961	-0.563	-2.186	-1.280	-1.284	-0.752
2	2.60	4.16	-1.276	-0.478	-2.899	-1.088	-1.704	-0.639
3	1.17	1.10	0.318	-0.478	0.723	-1.088	0.424	-0.639

Nota: y' = dirección paralela; z' = dirección perpendicular

Tabla 6 "Dimensiones y cargas de correas en ELS"

Una vez determinadas las acciones que actúan sobre la estructura, se procederá con el cálculo de cada elemento que la compone. El orden seguido para los cálculos de cada elemento estructural será el mismo que seguiría una carga, desde las acciones exteriores hasta los cimientos.

3.4. Cálculo de la estructura

En este apartado se utilizarán diversos métodos y herramientas de cálculo para cada elemento estructural, por lo que se dividirá en 5 apartados con el objetivo de mantener la sencillez del documento.

Para el primer apartado seleccionaremos de la ficha técnica del fabricante el panel de cubierta que soporta la carga de cálculo dentro de los límites fijados de resistencia y flecha.

En el segundo apartado, se realizará un cálculo manual según los principios de la resistencia de materiales y los límites impuestos por las normativas actuales para los elementos denominados correas [1].

Para el tercer apartado, utilizaremos el software comercial Cype 3D, versión 2017.m, donde analizaremos la integridad estructural del conjunto antes del refuerzo, con el fin de comprobar que cumple con los estados límites para todas las situaciones de acciones previsibles en proyecto.

En el cuarto apartado se dimensionará la cimentación para no superar los límites impuestos por el terreno y evitar el vuelco del conjunto.

En el último apartado se dimensionarán las uniones de la estructura con el cimiento.

3.4.1. Cubierta

La cubierta estará formada por un panel autoportante compuesto de varias capas de materiales metálicos y aislante térmico. El panel seleccionado corresponde al modelo "Panel de cubierta" de la casa Sider-Panel.

En la ficha técnica adjunta en el anejo 9.1.2, el fabricante muestra la sobrecarga máxima (en kg/m²) para no sobrepasar las tensiones máximas (2) del panel con un coeficiente de seguridad de 2.5, ni tampoco sobrepasar un límite de flecha de L/200 (3).

Dado que nuestra carga superficial máxima será de 2.64 kPa = 269.20 kg/m² y la luz máxima entre apoyos es de 1.60 m, seleccionaremos un panel con un espesor de 60mm de aislamiento. En la Tabla 7 "Resultado análisis paneles de cubierta" que a continuación se muestra, se resumen las comprobaciones realizadas.

Elemento	Luz [m]	Carga [kg/m ²]	Cumple
Panel de cubierta 60 mm	1.60 < 2.00	226 < 311	CUMPLE (2) y (3)

Tabla 7 "Resultado análisis paneles de cubierta"

3.4.2. Correas

Las correas se proyectan como vigas biapoyadas que no disponen de continuidad en sus extremos [4] transmitiendo los efectos de las cargas en los pórticos como acciones puntuales. Para determinar si las dimensiones del proyecto inicial cumplen los requisitos exigidos por la normativa, se ha preparado un programa con el software comercial MathCAD versión 14 cuyo desarrollo se puede consultar en el anejo 9.1.3.

Los perfiles seleccionados para la comprobación serán de acero laminado S275JR de sección rectangular hueca. Como el diseño original ya dispone de un dimensionado, se seleccionará el perfil de proyecto para su comprobación. Dicho perfil será un tubo rectangular de dimensiones 140 x 100 x 4 mm.

Los resultados obtenidos para las correas son la consecuencia del cumplimiento del CTE DB SE A en los apartados que son de aplicación. En la Tabla 8 "Resultados análisis estructural ELU de correas" se adjunta un resumen de los resultados cuyo desarrollo se puede consultar en el anejo 9.1.3. Dichos resultados se representan como un tanto por uno del aprovechamiento de la capacidad del perfil a la sollicitación correspondiente [5].

Análisis ELU	Apartado CTE DB SE A	Resultado
Resistencia de material	4.2	$275 \frac{N}{mm^2}$
Clase de sección	5.2	Clase 1
Resistencia sección tracción	6.2.3	No aplica
Resistencia sección cortante	6.2.4	$\eta_{v \text{ paralela}} = 0.019$ $\eta_{v \text{ perp}} = 0.032$
Resistencia sección compresión	6.2.5	No aplica
Resistencia sección combinación esfuerzos (N+M)	6.2.8	$\eta_c = 0.395$
Resistencia de la barra a tracción	6.3.1	No aplica
Resistencia de la barra a compresión	6.3.2	No aplica
Resistencia de la barra a flexión	6.3.3	$\eta_{LT \text{ paral.maximo}} = 0.270$ $\eta_{LT \text{ perp.maximo}} = 0.144$
Resistencia combinación de esfuerzos	6.3.4	No aplica

Tabla 8 "Resultados análisis estructural ELU de correas"

Análisis ELS	Apartado CTE DB SE A	Resultado
Flecha	7.1	$\eta_{F.maximo} = 0.696$

Tabla 9 "Resultados análisis estructural ELS de correas"

Se puede comprobar como todos los elementos que componen las correas se encuentran por debajo de los límites impuestos para cada estado límite, cumpliendo con las condiciones de las ecuaciones (2) y (3).

Para continuar con el cálculo de los pórticos se resume cada una de las reacciones que producen las correas sobre los pórticos en la Tabla 10 "Reacciones sobre pórticos en ejes globales" según la combinación utilizada. Las reacciones de las correas serán introducidas en los nudos donde se conectan con los pórticos como acciones puntuales. Las direcciones de las reacciones estarán expresadas en ejes globales de la estructura completa.

Reacciones sobre pórticos									
Comb.	Nudo 1			Nudo 2			Nudo 3		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1.494	0	-7.713	-1.766	0	-9.11	-0.466	0	-2.410
2	2.990	0	-8.933	-3.534	0	-10.56	-0.934	0	-2.792
3	-2.867	0	2.063	3.388	0	2.439	0.895	0	0.644

Nota: X = + hacia derecha Z = + anti gravitatorio

Tabla 10 "Reacciones sobre pórticos en ejes globales"

3.4.3. Pórticos

Los pórticos serán calculados con un programa diseñado para el cálculo de estructuras. El software comercial denominado CYPE 3D v2017.m (versión campus), proporciona los diagramas de sollicitaciones de la estructura y comprobar que los perfiles cumplen con la normativa actual.

La geometría del pórtico se puede consultar en el apartado correspondiente dentro de la sección 9.3. No obstante, en la Figura 5 – “Secciones del pórtico *principal*” se indican los perfiles que han sido adoptados para los pórticos.

La introducción de los datos en el programa de cálculo comienza por definir las consideraciones de proyecto en los siguientes aspectos:

- Normas: se utilizarán las normas de referencia actuales EHE – 08 y CTE
- Se establecen las hipótesis de carga para las combinaciones que define la norma: como nuestras acciones son resultantes mayoradas y combinadas, se introducirán en el programa como acciones permanentes divididas entre 1.35, no combinables entre sí.
- Tipo de acero: acero S-275

Se procede a introducir la geometría del pórtico tal como aparece en el apartado 9.3 del presente documento. Como condiciones de sustentación se incluirán 2 empotramientos en la conexión de los pilares con la cimentación por cada pórtico. Las secciones correspondientes a cada barra se muestran en la Figura 5 – “Secciones del pórtico *principal*”.

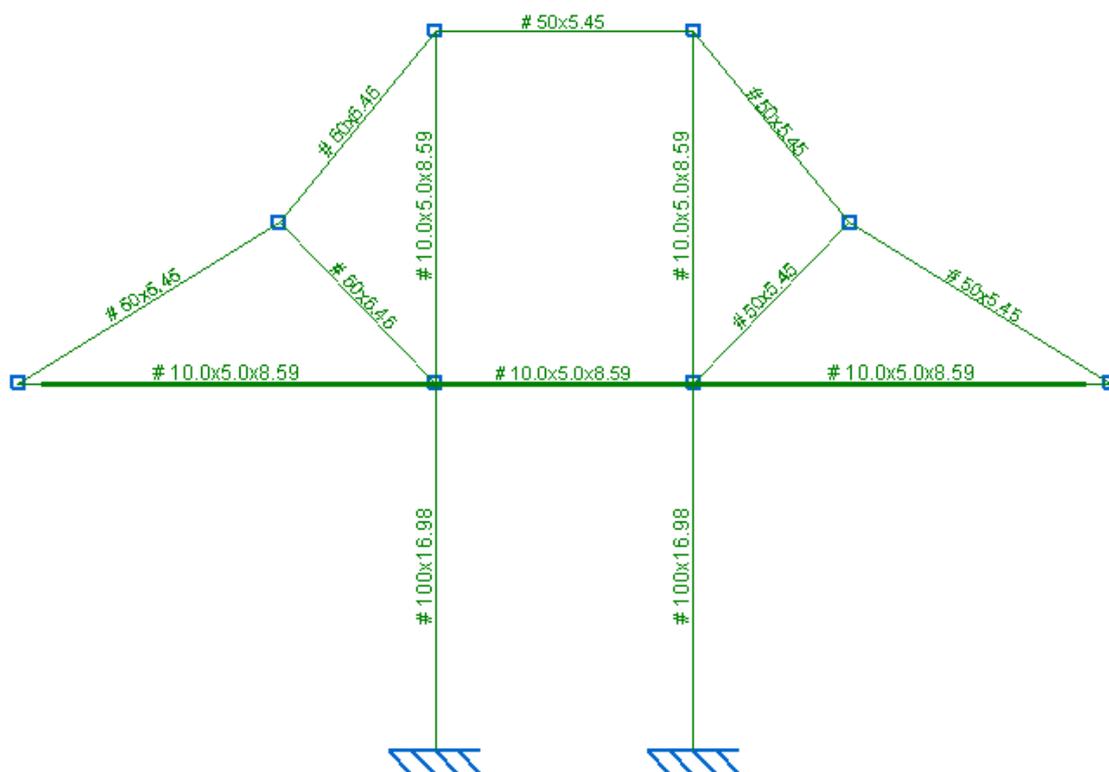


Figura 5 – “Secciones del pórtico principal”

Dado que todos los elementos que componen la estructura son de Clase resistente 1, poseen la capacidad de deformar plásticamente antes de abollar, luego son susceptibles de pandeo [6]. Por ello, en la Tabla 11 "Coeficientes de sustentación" se resumen coeficientes de sustentación para el cálculo de los coeficientes de pandeo:

	Pilares	Vigas	Montantes	Tornapuntas
Coef. sustentación XY	2.0	1.0	1.0	1.0
Coef. sustentación XZ	2.0	1.0	1.0	1.0

Tabla 11 "Coeficientes de sustentación"

Acto seguido se crean los grupos de flechas relativas a cada pieza, de modo que no superen una flecha instantánea mayor de $L/300$, suficiente para estructuras sin tabiques.

Antes del cálculo se introducen las reacciones obtenidas de las correas en el apartado 3.4.2, colocadas en ejes globales. Las fuerzas introducidas en cada nudo por efecto de la combinación 1 generan una situación de carga simétrica, mientras que las fuerzas introducidas por efecto de las combinaciones 2 y 3, generan una situación de carga no simétrica, disponiendo las cargas de la combinación 2 a barlovento y de la combinación 3 a sotavento. Todo ello queda representado en la Figura 6 – "Cargas sin mayorar. Combinación 1 (izquierda) y combinación 2 + 3 (derecha)"

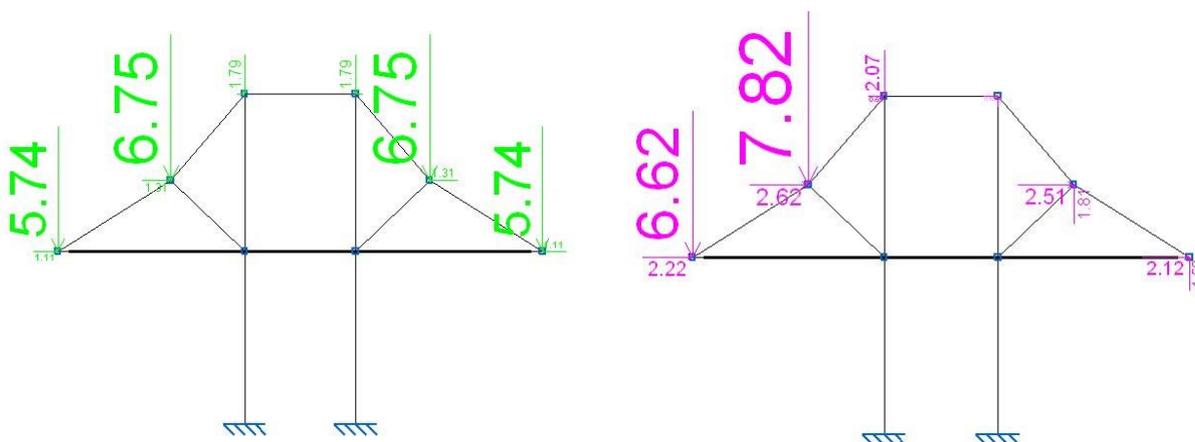


Figura 6 – "Cargas sin mayorar. Combinación 1 (izquierda) y combinación 2 + 3 (derecha)"

Realizado el cálculo, se comprueba que no se superen los ELU ni los ELS (condiciones de las ecuaciones (2)y (3)). Se presenta en la Tabla 12 "Resultados ELU de pórticos" un resumen del aprovechamiento de los perfiles para cada ELU en el punto más desfavorable. Por otro lado, también se incluyen los resultados de los desplazamientos más desfavorables de las barras en la Tabla 13 "Resultados ELS de pórticos". La numeración de las barras es coherente con la indicada en el apartado 9.3 y la que aparece en el ajeno 9.1.4.

Barra	A	B	C	D	E	F	G	H
Equiv	N2/N4	N4/N6	N4/N8	N8/N10	N10/N6	N10/N4	N4/N3	N6/N5
$\bar{\lambda}$	<2.0	<2.0	<2.0	<3.0	<3.0	<2.0	<2.0	<3.0
N_t	N.P.	N.P.	N.P.	8.1 %	10.9 %	<0.1	N.P.	6.8 %
N_c	17.6 %	16.5 %	16.0 %	N.P.	N.P.	4.5 %	9.2 %	N.P.
M_y	N.P.	N.P.	71.8 %	28.3 %	14.6 %	71.6 %	32.1 %	91.3 %
M_z	47.1 %	64.1 %	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
V_z	N.P.	N.P.	2.8 %	1.8 %	0.5 %	4.4 %	3.5 %	7.8 %
V_y	4.4 %	5.2 %	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
$M_y V_z$	N.P.	N.P.	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %
$M_z V_y$	<0.1 %	<0.1 %	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
$N M_y M_z$	70.9 %	89.0 %	83.8 %	35.4 %	23.1 %	78.5 %	35.0 %	94.7 %
$N M_y M_z V_y$	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %
M_t	N.P.							
$M_t V_z$	N.P.							
$M_t V_y$	N.P.							
Estado	70.9 %	89.0 %	83.8 %	35.4 %	23.1 %	78.5 %	35.0 %	94.7 %
Cumple	SI							

Tabla 12 "Resultados ELU de pórticos"

Barra	A	B	C	D	E	F	G	H
Equiv	N2/N4	N4/N6	N4/N8	N8/N10	N10/N6	N10/N4	N4/N3	N6/N5
<i>Máxima XY</i>	<L/1000	L/435	L/(>1000)	<L/1000	<L/1000	<L/1000	<L/1000	<L/1000
<i>Flecha XY [mm]</i>	1.48	3.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Máxima XZ</i>	<L/1000	<L/1000	L/300	<L/1000	<L/1000	L/433	L/300	L/450
<i>Flecha XZ [mm]</i>	0.00	0.00	11.40	1.17	1.40	3.34	11.40	1.75
Cumple	SI							

Tabla 13 "Resultados ELS de pórticos"

Comprobada la resistencia de los elementos que componen los pórticos, se procederá al dimensionado de una zapata combinada que transmita las acciones al terreno, por este motivo, hemos de conocer las reacciones en la base de los pórticos para cada combinación de carga tal como se muestran en la Tabla 14 "Reacciones a cimentación".

	Pilar 1			Pilar 2		
	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [mkN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [mkN]
Comb 1	-0.12	20.80	0.00	0.12	20.80	0.00
Comb 2+3	-7.30	31.60	8.10	-7.30	-11.25	8.10

Nota: Ry=+derecha; Rz=+abajo; Mx=+antihorario

Tabla 14 "Reacciones a cimentación"

3.4.4. Cimentación

La cimentación tiene por objetivo transmitir las acciones de la estructura al terreno, manteniendo la estabilidad del conjunto, sin superar la tensión admisible del terreno [7]. No se disponen de datos referidos a ningún estudio geotécnico para adoptar parámetros del suelo, por lo que se supondrá un terreno con las siguientes características [8]:

- Arena semi-densa
- Plano de apoyo 1 m por debajo del S.T.
- Tensión del terreno 0.1 MPa
- Ángulo de rozamiento interno 25°

Los materiales utilizados para la cimentación serán:

- Acero B-500S
- Hormigón H.A. 25/P/20/IIa

Para el proceso de cálculo de la cimentación se ha realizado un programa con el software comercial MathCAD versión 14, cuyo desarrollo y pasos seguidos se recogen en el anejo con numeración 9.1.5.

Se resumen las dimensiones finales y el armado que se tendría que colocar para garantizar las condiciones anteriormente descritas en la Tabla 15 "Geometría final de cimentación". Por otro lado, los resultados obtenidos las situaciones de seguridad que requiere el CTE DB SE C de la zapata se acompañan en la Tabla 16 "Comprobación de cimentación".

Característica	Valor
Largo	2.50 m
Alto	2.50 m
Canto	0.90 m
Armado superior	# 16 c/ 20 cm
Armado inferior	# 16 c/ 20 cm

Tabla 15 "Geometría final de cimentación"

Comprobación	Resultado	Cumple
Presión de hundimiento	84.9%	Cumple (2)
Vuelco	19.3 %	Cumple (1)
Deslizamiento	39.4 %	Cumple (1)
Aprovecham. estructural	25 %	Cumple (2)

Tabla 16 "Comprobación de cimentación"

3.4.5. Placas de anclaje

La placa de anclaje será el elemento encargado de transmitir todas las acciones de la estructura metálica a la cimentación. Dada la reducida resistencia del hormigón en comparación con el acero, es necesario colocar un elemento que distribuya las presiones en el contacto entre los materiales [4].

En nuestro caso se utilizará una placa de acero S275 JR, unida a unos redondos de acero corrugado B-500-SD, soldados en su parte inferior. Además, se incluirán rigidizadores que disminuyan el espesor necesario de la placa para economizar.

Para el proceso de cálculo de la placa de anclaje se ha realizado un programa con el software comercial MathCAD versión 14, cuyo procedimiento seguido se adjunta en el anexo 9.1.6, mientras que los resultados obtenidos que muestran el grado de cumplimiento, se recogen en la Tabla 18 "Comprobación de placa de anclaje"

La geometría definitiva queda recogida en las Tabla 17 "Geometría final de placas de anclaje" y en la Figura 7 - "Geometría final placas de anclaje"

Característica	Valor
Largo	0.30 m
Ancho	0.30 m
Espesor	20 mm
Espesor de los rigidizadores	6 mm
Número de anclajes	4
Diámetro de los anclajes	16 mm
Longitud de anclajes	61 + 6 mm

Tabla 17 "Geometría final de placas de anclaje"

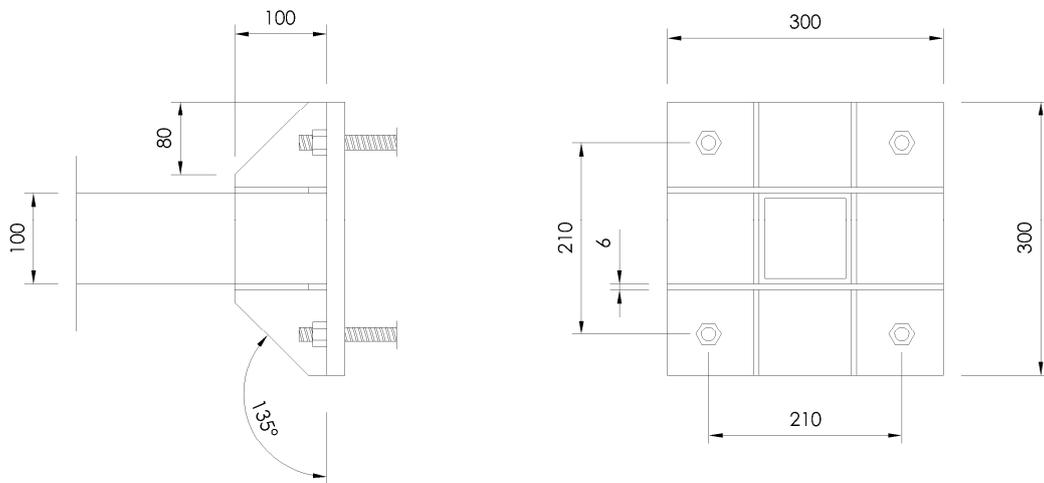


Figura 7 – “Geometría final placas de anclaje”

Comprobación	Resultado	Cumple
Resistencia del hormigón	60.6 %	Si
Reparto de la presión	<1%	Si
Dimensiones de la placa	94.2%	Si
Rotura por tracción de anclajes	56.8%	Si
Espesor de la placa	100%	Si
Espesor del rigidizador	57.6%	Si

Tabla 18 "Comprobación de placa de anclaje"

3.5. Estudio del problema

Una vez comprobado el cumplimiento de los estados límite, se presenta el problema encontrado durante la ejecución, así como las posibles causas que podrían generar una inestabilidad que no permitirían cumplir con los estados límite [6].

La geometría de la estructura que se estudia, no se presenta de forma habitual en proyectos de construcción, por lo que su diseño no está consolidado con soluciones estandarizadas [9]. El hecho de tener los soportes juntos en la parte central y voladizos superiores a los 2.5 metros, le confieren una gran inestabilidad ante fuerzas aplicadas en un plano paralelo al suelo, aplicadas de forma no simétrica con respecto a su eje central. El fenómeno se representa en la Figura 8 – “Efecto de una fuerza puntual paralela al plano XY”, donde se acompaña al esquema de una representación en planta de nuestra estructura.

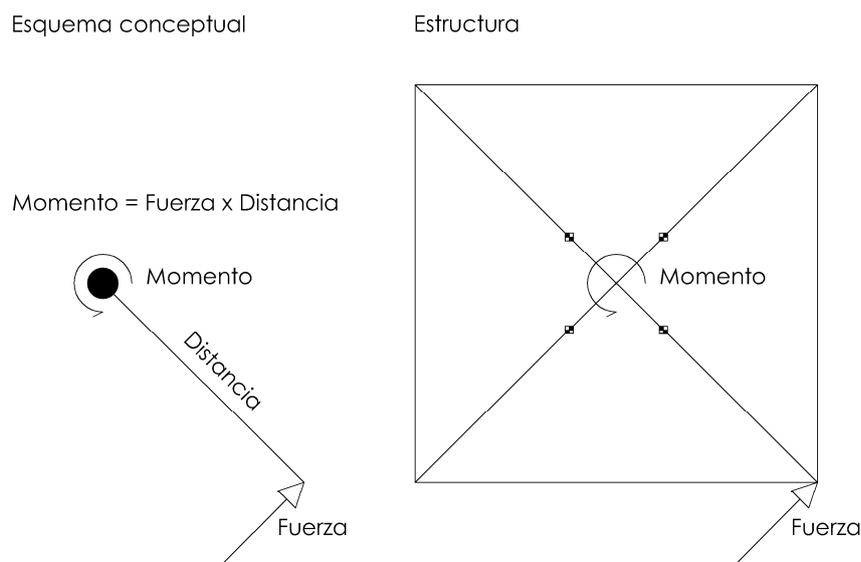


Figura 8 – “Efecto de una fuerza puntual paralela al plano XY”

3.5.1. Análisis estático

Se realizarán 2 cálculos, uno mediante un software especializado en estructuras y otro a mano mediante superposición y compatibilidad de deformaciones [10]. Los resultados obtenidos en cada análisis servirán para mostrar las diferencias entre ambos métodos y comprobar cuanto se diferencian los resultados.

En el cálculo manual se evaluará el desplazamiento obtenido en los pilares y se le sumará el desplazamiento debido a la deformación de los pórticos. Para el proceso de cálculo manual se ha realizado un programa con el software comercial MathCAD versión 14, cuyos cálculos se incluyen en el anejo 9.1.7, mientras que los resultados obtenidos mediante el programa se presentarán al final de este en la Tabla 19 "Resultados de desplazamiento para carga puntual paralela al plano XY".

Para los cálculos por ordenador, se utilizará una simulación de un modelo completo de la estructura en el programa Cype 3D 2017.m (versión campus). A continuación, se explica el procedimiento seguido y las hipótesis adoptadas en el proceso de análisis, así como un resumen de los datos obtenidos.

Las consideraciones realizadas para la introducción de datos en el programa son las mismas que las tomadas en el apartado 3.4.3 del presente documento.

La geometría final representada en perspectiva se puede consultar en la Figura 9 - "Geometría del modelo completo". Para esta simulación se han incluido las correas que contribuyen a repartir la fuerza entre los 4 vértices exteriores del conjunto.

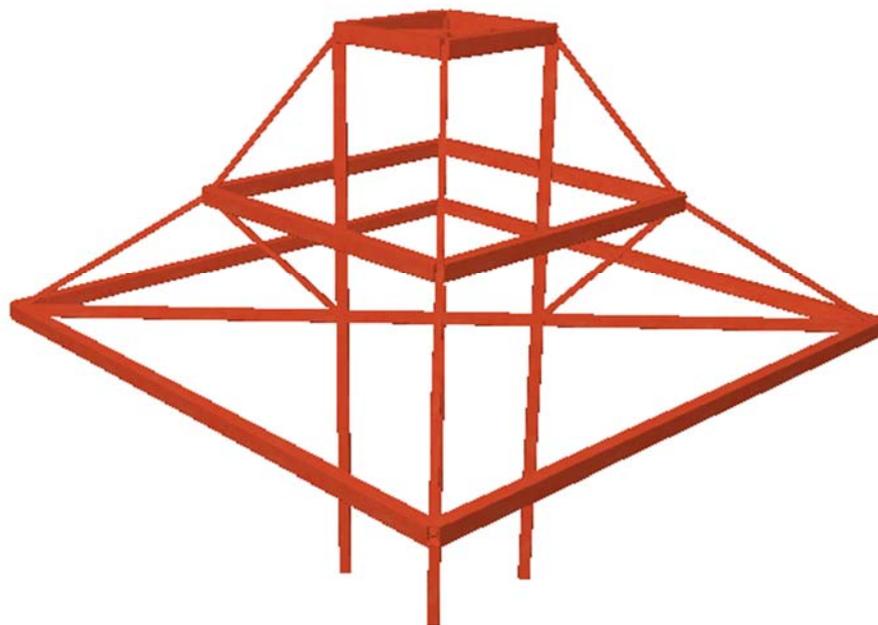


Figura 9 - "Geometría del modelo completo"

Una vez terminado con el modelo se introduce la carga en un plano paralelo al suelo y dirección perpendicular a uno de los pórticos extremos, tal como se muestra en la Figura 10 – “Carga puntual paralela al plano XY”. Las cargas introducidas y los resultados se resumen en la Tabla 19 “Resultados de desplazamiento para carga puntual paralela al plano XY”, no obstante, las Figura 10 – “Carga puntual paralela al plano XY” e Figura 11 – “Desplazamiento de la estructura debido a una carga puntual” son el resultado, a modo de ejemplo, de la aplicación de una carga de 0.5kN.

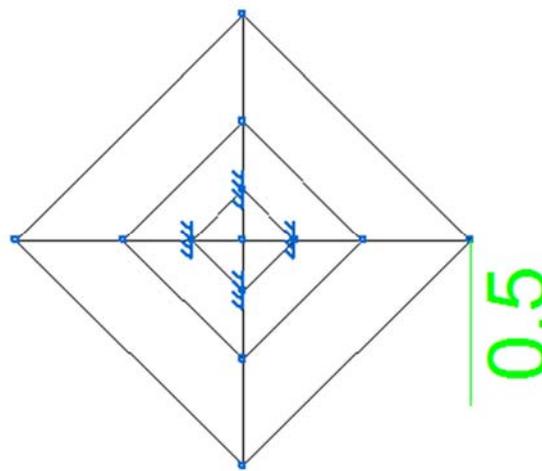


Figura 10 – “Carga puntual paralela al plano XY”

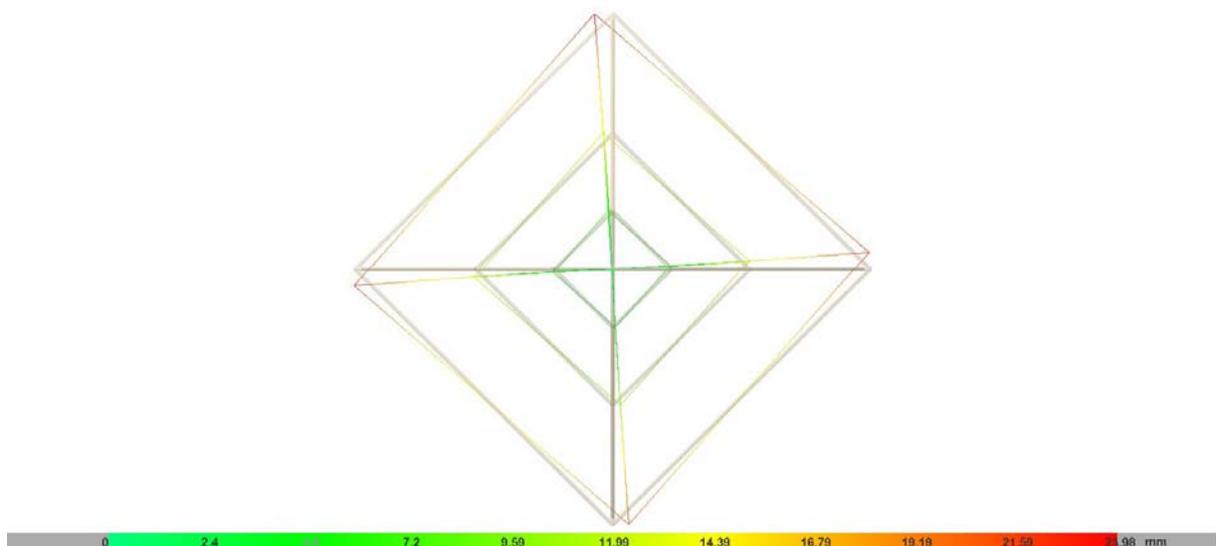


Figura 11 – “Desplazamiento de la estructura debido a una carga puntual”

Fuerza [N]	Flecha [mm]			Límite [mm]	Cumple
	MathCAD	Cype 3D	Diferencia [%]	L/300	
250	13.30	12.00	10.8 %	11.66	No Cumple (3)
500	26.60	23.98	10.9 %	11.66	No Cumple (3)
750	39.90	35.98	10.9 %	11.66	No Cumple (3)
1000	53.20	47.97	10.9 %	11.66	No Cumple (3)

Tabla 19 "Resultados de desplazamiento para carga puntual paralela al plano XY"

Se puede comprobar que, para fuerzas pequeñas, el desplazamiento es muy grande, superando el límite de flecha y por tanto los estados límite de servicio.

Las diferencias entre los cálculos realizados a mano y por el software de estructuras, radican en las simplificaciones adoptadas en los cálculos manuales. En el programa realizado con MathCAD, no se han tenido en cuenta la contribución del resto de elementos que conforman el pórtico que son las barras señaladas en el apartado 9.3 como: B, D, F, E y H.

Se comprueba que la diferencia entre los resultados con el cálculo con Cype y el cálculo a mano, se mantiene constante, luego se deduce que los resultados son proporcionales. Sin embargo, tienen una diferencia considerable de un 10.9 %, tal como se muestra en la Tabla 19 "Resultados de desplazamiento para carga puntual paralela al plano XY".

3.5.2. Análisis dinámico

Finalmente se presentará un análisis dinámico para conocer la frecuencia natural que podría hacer resonar la estructura [11]. Es importante calcular la frecuencia natural de la estructura, dado que, una estructura que se excita con una frecuencia próxima a la natural (también llamada propia) se ve sometida a una amplificación sobre los efectos que generaría una carga del mismo valor, aplicada de forma estática. El factor de amplificación se conoce como FAD (factor de amplificación dinámico) [12].

La normativa de edificación se pronuncia sobre este efecto en el apartado 7.2 del CTE DB SE-A diciendo textualmente:

“Las estructuras en las que las acciones variables puedan inducir vibraciones deberán concebirse de modo que se eviten los posibles fenómenos de resonancia que podrían provocar roturas por fatiga o afectar negativamente la resistencia última.”

Para satisfacer este requisito, se procederá a calcular la frecuencia propia de la estructura, en base a los resultados obtenidos que relacionan los desplazamientos con la fuerza aplicada del apartado 3.5.1. Para el proceso de cálculo se ha realizado un programa con el software comercial MathCAD versión 14, cuyos cálculos se incluyen en el anejo 9.1.8.

En el proceso de cálculo se ha adoptado una simplificación que está del lado de la seguridad que consiste en considerar un valor de amortiguamiento igual a cero, dado que, según aumenta el amortiguamiento, se reduce la amplitud del Factor de Amplificación Dinámico.

El amortiguamiento es muy difícil de conocer, aunque podría ser determinado con el amortiguamiento de Rayleigh [11], sin embargo, sería más recomendable determinarlo en la estructural real utilizando el método del decremento logarítmico.

El resultado obtenido en el análisis dinámico es una **frecuencia propia de 0.83 Hz**, lo que preocupa dada la facilidad para generar una excitación con una frecuencia similar. Esta situación puede producir amplificaciones en con respecto a las estáticas 10 veces superiores. Dichas amplificaciones se pueden consultar para cada frecuencia de excitación en la Figura 12 – “FAD en función de la frecuencia de excitación”.

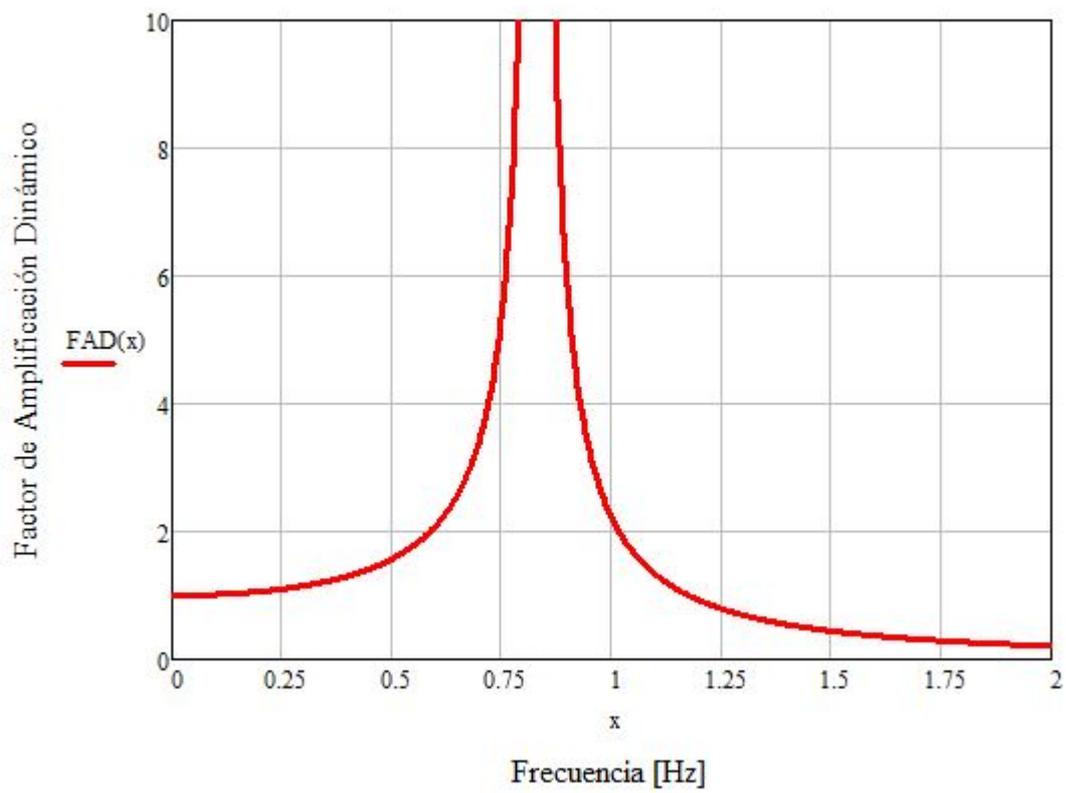


Figura 12 – “FAD en función de la frecuencia de excitación”

3.6. Solución propuesta

El principal objetivo de la solución que se propone, es limitar los desplazamientos y aumentar la rigidez para conseguir una mayor frecuencia propia de la estructura. Por ese motivo, se ha optado por la formación de cuadriláteros y arriostrado de estos, en un plano paralelo al XY, mediante elementos tipo cable [13]. Por otro lado, se han arriostrado los pilares que sustentan el conjunto entre la cimentación y la coronación de los pilares con cables de acero. Todas estas modificaciones se muestran en la Figura 13 – “Refuerzo de cables de acero macizos”.

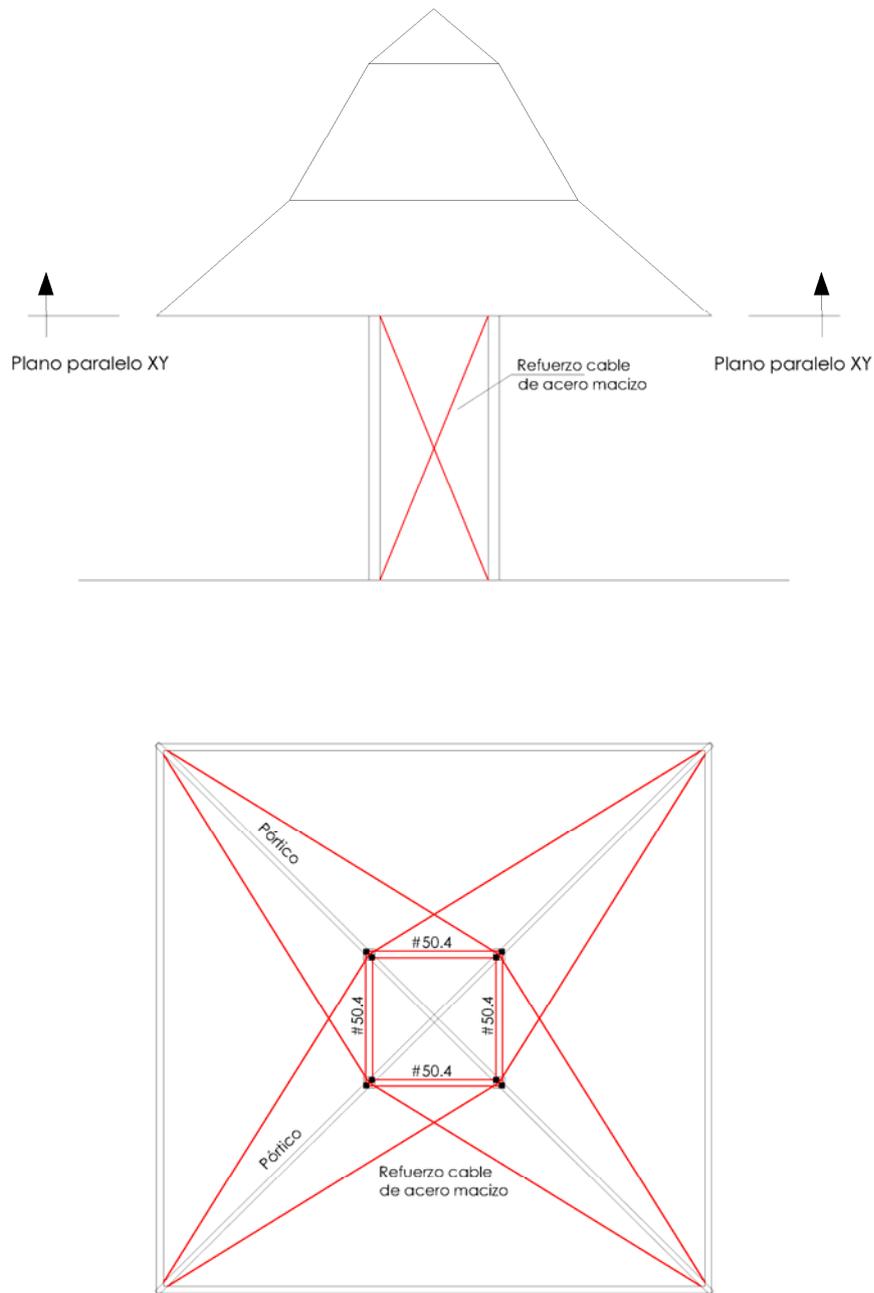


Figura 13 – “Refuerzo de cables de acero macizos”

Para la comprobación de los resultados que se obtendrían con esta solución, se ha modificado el modelo del apartado 3.5.1 realizado con el software comercial Cype 3D 2017.m (versión campus). No se ha realizado calculo manual en este apartado debido a la complejidad que supone el considerar todos los elementos que componen el conjunto en las 3 direcciones del espacio.

La solución consiste en un redondo macizo de acero de **diámetro 16 mm**, anclado a los pilares y las vigas con un detalle como el que se representa en la sección 9.3. Los resultados en deformación de la solución propuesta se indican en la Tabla 20 "Desplazamientos para carga puntual paralela al plano XY con refuerzo"

Fuerza [N]	Flecha [mm]		Reducción Flecha [%]	Límite [mm]	Cumple
	Sin refuerzo Cype 2017.m	Con refuerzo Cype 2017.m			
250	12.00	0.51	2350	11.66	Cumple (3)
500	23.98	1.01	2370	11.66	Cumple (3)
750	35.98	1.52	2360	11.66	Cumple (3)
1000	47.97	2.03	2360	11.66	Cumple (3)

Tabla 20 "Desplazamientos para carga puntual paralela al plano XY con refuerzo"

Se observa en los resultados una importante reducción de los desplazamientos debidos a la fuerza paralela al plano XY. Los desplazamientos se encuentran ahora dentro de los límites exigibles, asimismo la reducción de la flecha se mantiene uniforme con un valor aproximado de 2360%.

Por otro lado, tal como se muestra en la Figura 14 - "FAD en función de la frecuencia de excitación (con refuerzo)", se produce un aumento de la frecuencia natural de oscilación de la estructura hasta los 3 Hz, debido principalmente al aumento de la rigidez del conjunto. Esto le confiere a la estructura una mayor seguridad frente a oscilaciones forzadas.

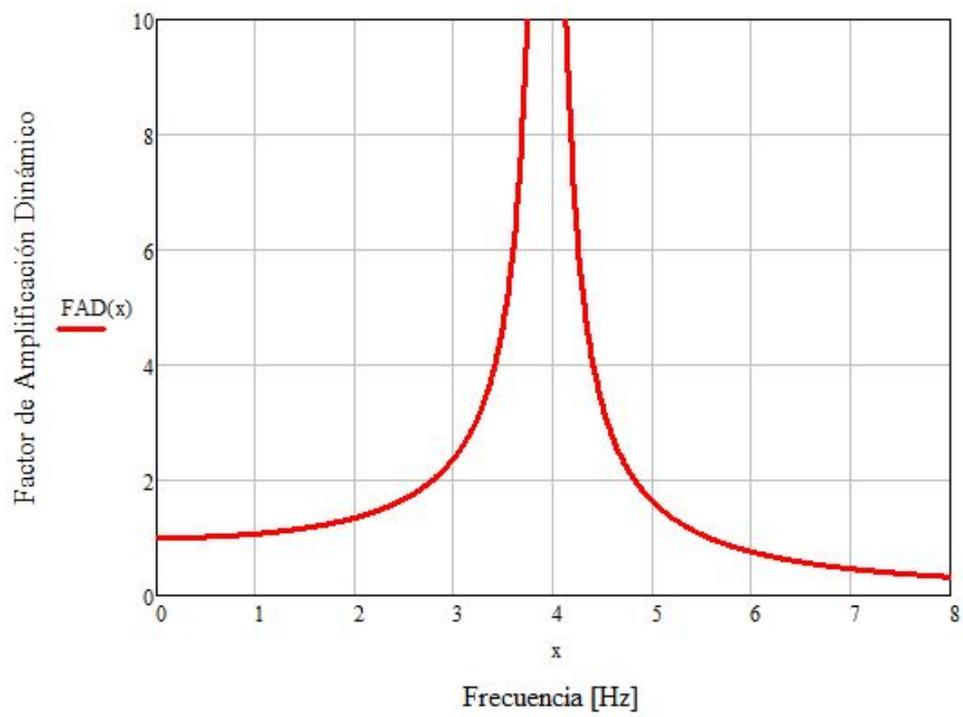


Figura 14 – “FAD en función de la frecuencia de excitación (con refuerzo)”

4. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ALTERNATIVA

4.1. Requisitos de diseño

El único requisito formulado por el promotor es mantener la geometría de la cubierta por tener una similitud con un edificio cercano, concretamente el que se muestra en la Figura 15 – “Edificio de diseño similar a la estructura original”. Esta razón permite modificar la posición de los pilares, pero impide cambiar la geometría de la cubierta.



Figura 15 – “Edificio de diseño similar a la estructura original”

4.2. Diseño alternativo

El objetivo de este apartado es encontrar una solución estructural que evite los problemas ocasionados en la solución anterior. Existen muchas alternativas que solventarían el problema, algunos ejemplos se muestran en Figura 16 – “Posibles alternativas de diseño estructural”. Sin embargo, la arquitectura del elemento se encuentra muy bien resuelta, proporcionando una zona de trabajo sin obstáculos y muy funcional.

Por ello se propone una solución que mantenga en la medida de lo posible la geometría original. Un diseño alternativo podría consistir en la sustitución de los 4 pilares centrales por un único pilar de acero u hormigón. Para nuestro estudio hemos decidido utilizar un pilar único de hormigón armado, cuya disposición geométrica se puede consultar en el apartado 9.3. Las ventajas que aporta una geometría de este tipo es la capacidad de absorber los esfuerzos torsores, en vez de funcionar como pilares en voladizo a flexión.

Se pretende con esta propuesta llegar a una solución que reduzca los desplazamientos y que se mantenga dentro de los estados límite. En los sucesivos apartados, se realizarán los cálculos necesarios para alcanzar los objetivos deseados.

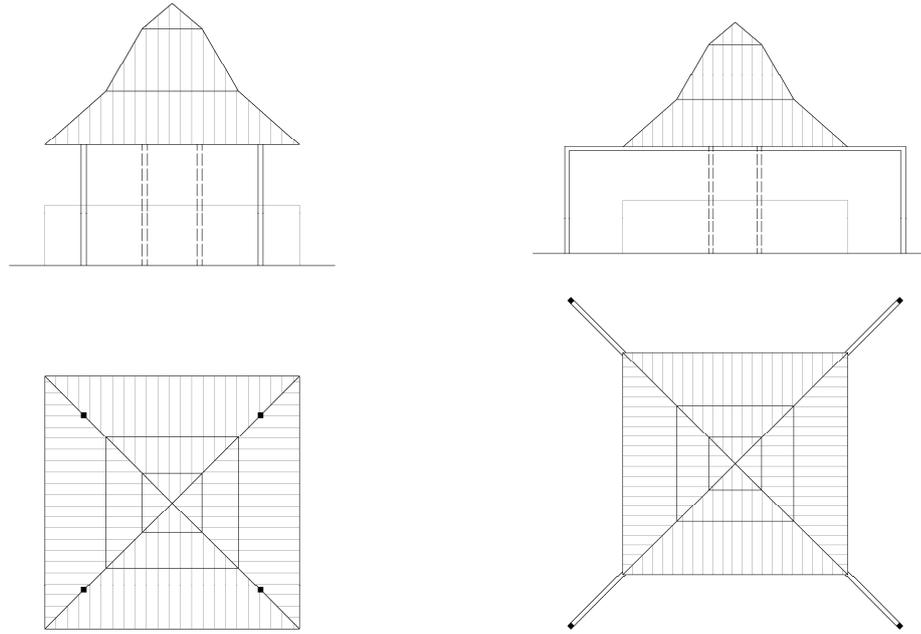


Figura 16 – “Posibles alternativas de diseño estructural”

4.3. Cálculo de acciones

Dado que la geometría de la cubierta se mantiene intacta podemos afirmar que las acciones que se producirán sobre la estructura cubierta serán las mismas, por lo que utilizaremos los resultados obtenidos en el apartado 3.3.

4.4. Cálculo de la estructura alternativa

4.4.1. Cubierta

Los elementos que cierran la cubierta se mantienen, no se produce cambio alguno en sus características. Se pueden consultar los resultados en el apartado 3.4.1

4.4.2. Correas

Las correas se mantienen, no se produce cambio alguno en sus características. Se pueden consultar los resultados en el apartado 3.4.2.

4.4.3. Pórticos

4.4.3.1. Análisis estático

Los pórticos se sujetarán a un núcleo de hormigón que transmitirá las acciones al cimiento de forma segura. El material que conformará esta parte de la estructura será el mismo que en la estructura original, acero S – 275 – JR.

El cálculo de los pórticos se realizará con el software comercial CYPE 3D v2017.m (versión campus), puede proporcionar los diagramas de solicitaciones de la estructura y comprobar que los perfiles cumplen con la normativa actual, satisfaciendo las ecuaciones (1), (2) y (3) para cada estado límite.

La geometría del pórtico se puede consultar en el apartado correspondiente dentro de la sección 9.3, no obstante, en la Figura 17 – “Secciones del pórtico principal con diseño *alternativo*” se indican los perfiles que han sido adoptados para el pórtico principal.

La introducción de los datos en el programa de cálculo comienza por definir las consideraciones de proyecto en los siguientes aspectos:

- Normas: se utilizarán las normas de referencia actuales EHE – 08 y CTE
- Se establecen las hipótesis de carga para las combinaciones que define la norma: como nuestras acciones son resultantes mayoradas y combinadas, se introducirán en el programa como acciones permanentes divididas entre 1.35, no combinables entre sí.
- Tipo de acero: acero S-275

Se procede a introducir la geometría del pórtico alternativo tal como se representa en el apartado 9.3. Como condiciones de sustentación se incluirán 6 empotramientos en la conexión del pilar de hormigón. Más adelante, las reacciones de esta estructura serán las solicitaciones para el dimensionado del pilar.

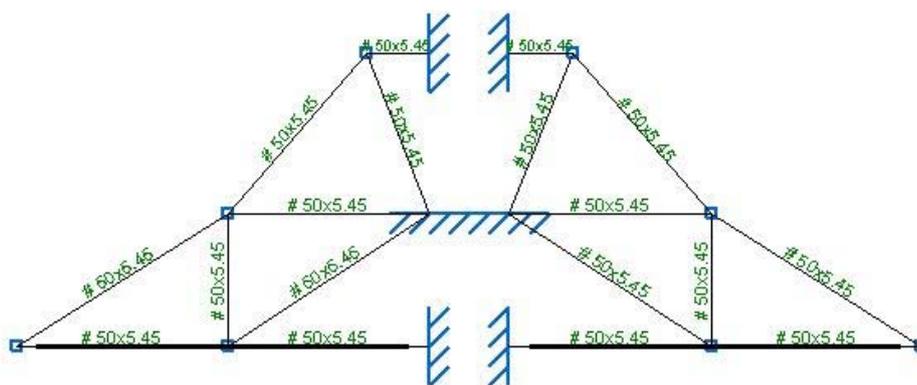


Figura 17 – “Secciones del pórtico principal con diseño alternativo”

Dado que todos los elementos que componen la estructura son de Clase resistente 1, poseen la capacidad de deformar plásticamente antes de abollar, luego son susceptibles de pandeo [6]. Los coeficientes de sustentación adoptados son los mismos que se seleccionaron para los elementos similares en la Tabla 11 "Coeficientes de sustentación"

Acto seguido se crean los grupos de flechas relativas a cada pieza, de modo que no superen una flecha instantánea mayor de $L/300$.

Finalmente se introducen las reacciones de las correas obtenidas en el apartado 3.4.2, colocadas en ejes globales. Las fuerzas introducidas en cada nudo por efecto de la combinación 1 generan una situación de carga simétrica, mientras que las fuerzas introducidas por efecto de las combinaciones 2 y 3, generan una situación de carga no simétrica, disponiendo las cargas de la combinación 2 a barlovento y de la combinación 3 a sotavento.

Dichas fuerzas se pueden consultar en la Tabla 10 "Reacciones sobre pórticos en ejes globales". La disposición de las cargas sobre la estructura queda representada en la Figura 18 - "Cargas sin mayorar. Combinación 1 (izquierda) y combinación 2 + 3 (derecha)"

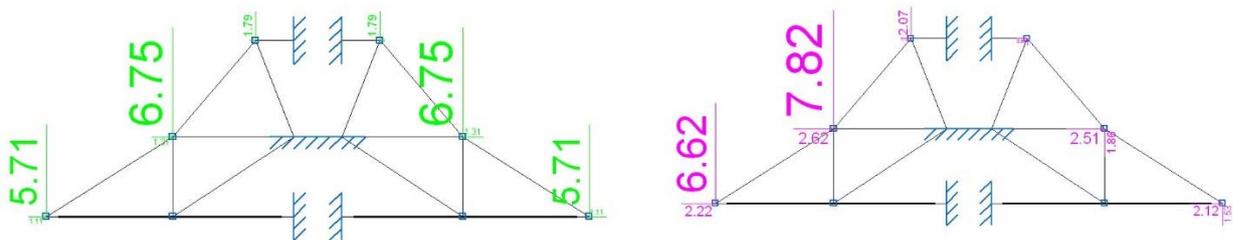


Figura 18 - "Cargas sin mayorar. Combinación 1 (izquierda) y combinación 2 + 3 (derecha)"

Una vez realizado el cálculo, se comprueba que no se superen los ELU ni los ELS. Se presenta en la Tabla 21 "Resultados ELU de pórticos con diseño alternativo" un resumen del aprovechamiento de los perfiles para cada ELU en el punto más desfavorable. Por otro lado, también se incluyen los resultados de los desplazamientos más desfavorables de las barras en la Tabla 22 "Resultados ELS de pórticos con diseño alternativo". La numeración de las barras es coherente con la indicada en el apartado 9.3 y la indicada en el ajeno 9.2.1.

Barra	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Equiv	N6/13	N13/9	N13/8	N13/3	N3/6	N6/2	N6/9	N2/9	N10/2
$\bar{\lambda}$	<2.0	<3.0	<2.0	<3.0	<3.0	<2.0	<2.0	<3.0	<3.0
N_t	N.P.	5.8 %	N.P.	10.3 %	11.7 %	0.1 %	N.P.	9.0 %	9.7 %
N_c	3.7 %	N.P.	19.9 %	N.P.	N.P.	2.3 %	16.9 %	N.P.	N.P.
M_y	0.8 %	1.6 %	2.0 %	2.4 %	0.8 %	2.2 %	0.7 %	6.1 %	4.7 %
M_z	3.9 %	5.9 %	8.6 %	1.6 %	5.4 %	6.7 %	0.6 %	4.0 %	12.6 %
V_z	0.1 %	0.2 %	0.2 %	0.3 %	0.1 %	0.2 %	0.1 %	1.5 %	0.9 %
V_y	0.5 %	0.3 %	0.5 %	0.1 %	0.3 %	0.4 %	<0.1 %	0.8 %	0.2 %
$M_y V_z$	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %
$M_z V_y$	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %
$N M_y M_z$	4.7 %	7.7 %	22.2 %	12.7 %	12.4 %	7.0 %	17.5 %	15.0 %	25.7 %
$N M_y M_z V_y V_z$	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %	<0.1 %
M_t	0.4 %	0.7 %	0.1 %	0.2 %	0.7 %	0.2 %	0.2 %	N.P.	3.2 %
$M_t V_z$	<0.1 %	0.1 %	0.2 %	0.2 %	0.1 %	0.1 %	<0.1 %	N.P.	1.0 %
$M_t V_y$	0.5 %	0.3 %	0.5 %	0.1 %	0.3 %	0.4 %	<0.1 %	N.P.	0.2 %
Estado	4.7 %	7.7 %	22.2 %	12.7 %	12.4 %	7.0 %	17.5 %	15.0 %	25.7 %
Cumple	SI								

Tabla 21 "Resultados ELU de pórticos con diseño alternativo"

Barra	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
<i>Máxima XY</i>	<L/1000	L/510	L/300	L/300	L/790	L/833	L/527	<L/1000	<L/1000
<i>Flecha XY</i> [mm]	0.16	3.56	10.59	10.59	2.38	1.92	2.89	0.07	0.17
<i>Máxima XZ</i>	<L/1000								
<i>Flecha XZ</i> [mm]	0.03	0.05	0.13	0.13	0.04	0.05	0.04	0.04	0.02
Cumple	SI								

Tabla 22 "Resultados ELS de pórticos con diseño alternativo"

Comprobada la resistencia de los elementos que componen los pórticos, se procederá al dimensionado de un pilar de hormigón armado que sustentará la estructura. Las reacciones para cada combinación de carga se muestran en la Tabla 23 "Reacciones sobre pilar de hormigón".

Comb	Nudo 8				Nudo 9				Nudo 10			
	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mz [mkN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mz [mkN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mz [mkN]
1	-14.10	0	0.17	0	3.87	0	21.11	0	10.00	0	0.50	0
2	-23.02	0	0.19	0	1.60	0	24.21	0	15.12	0	0.67	0
3	-10.26	0	0	0	-3.54	0	-2.39	0	5.32	0	0	0
4	0	0.28	0	0.31	0	0.22	0	0.24	0	0.25	0	0.08

Tabla 23 "Reacciones sobre pilar de hormigón"

Una de los motivos por los que se propone un diseño alternativo es para reducir el efecto de las fuerzas horizontales sobre la estructura. Con el diseño alternativo se consiguen los desplazamientos mostrados en la Tabla 24 "Desplazamientos para carga puntual paralela al plano XY en estructura alternativa"

Fuerza [N]	Flecha [mm]	Límite flecha [mm] (L/300)	Cumple
250	0.17	11.66	Si
500	0.34	11.66	Si
750	0.52	11.66	Si
1000	0.69	11.66	Si

Tabla 24 "Desplazamientos para carga puntual paralela al plano XY en estructura alternativa"

4.4.3.2. Análisis dinámico

Estos resultados a su vez permiten realizar un análisis dinámico para obtener las frecuencias propias de oscilación de la nueva estructura, obtenidos de la relación entre el desplazamiento y la fuerza aplicada para conseguirlo. Los resultados para el análisis se muestran en la Figura 19 – "FAD en función de la frecuencia de excitación con diseño alternativo".

Si por requisitos de diseño fuese necesario reducir el FAD, se podrían realizar las siguientes modificaciones:

- Aumentar la rigidez de la estructura
- Disminuir la masa del conjunto
- Disponer un amortiguador
- Disponer un amortiguador de masa sintonizada

Las dos primeras opciones son válidas hasta un límite físico y tecnológico dados los materiales de los que disponemos, sin embargo, la tercera opción se puede diseñar de acuerdo a nuestras necesidades. A modo de ejemplo, se muestra en la Figura 20 - "FAD función de frecuencia en diseño alternativo con amortiguamiento", donde se representa el efecto que tendría un amortiguador en nuestra estructura.

La última opción no sería útil en nuestro caso, porque un amortiguador de masa sintonizada generaría dos nuevas frecuencias de oscilación, una a mayores frecuencias de excitación que la frecuencia natural y otra a menores frecuencias [12]. Luego no resulta útil para nuestra aplicación.

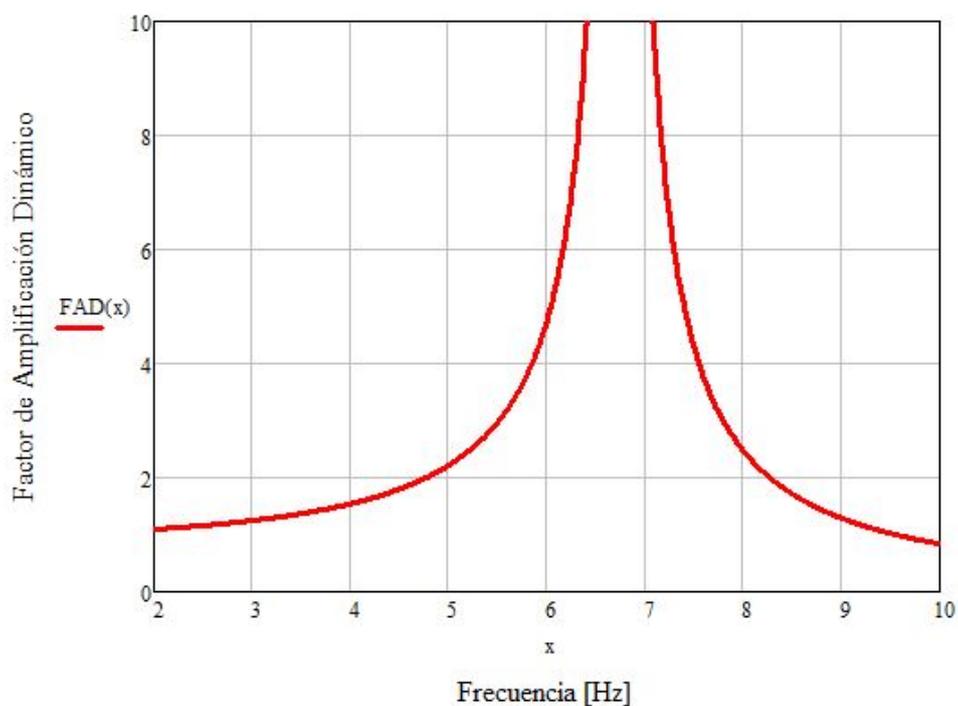


Figura 19 - "FAD en función de la frecuencia de excitación con diseño alternativo"

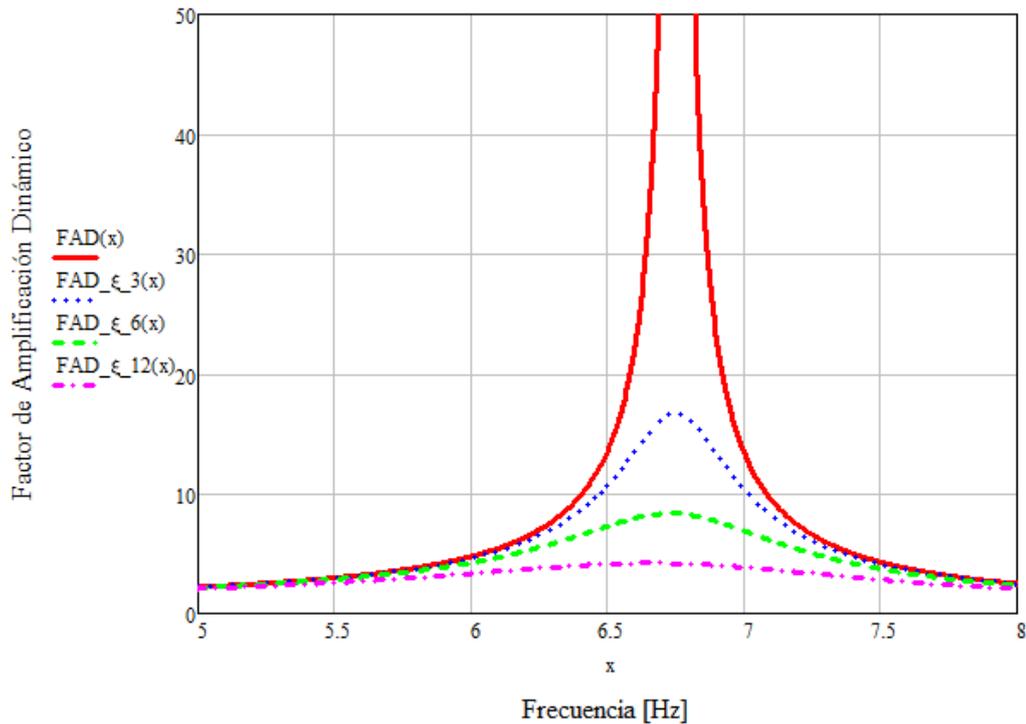


Figura 20 – “FAD función de frecuencia en diseño alternativo con amortiguamiento”

4.4.4. Pilar H.A.

El soporte que se ha elegido para esta solución es un pilar cuadrado de hormigón armado que servirá de soporte de toda la cubierta, funcionando como un elemento en voladizo. Para el dimensionado de esta parte de la estructura, se utilizarán las acciones del apartado 4.4.3, introduciéndolas en los nudos de conexión que se desarrollará más adelante.

EL proceso de dimensionado seguido es el que especifica la EHE - 08 y el Eurocódigo 2. El desarrollo de los cálculos que indican estas normas, garantiza el cumplimiento de los estados límite. En nuestro caso, se ha desarrollado un programa con el software comercial MathCAD versión 14, cuyos cálculos para este apartado se incluyen en el anejo 9.2.2.

Los resultados obtenidos en dichos cálculos determinan las disposiciones geométricas y de armado que debe tener el pilar para soportar las acciones exteriores. En la Tabla 26 "Comprobación pilar H.A." se pueden consultar los resultados del análisis. Por otro lado, en la Tabla 25 "Geometría final de pilar H.A." y en la Figura 21 – “Disposición de armaduras pilar H.A.” quedan reflejados los armados y las disposiciones de los mismos en la sección.

Característica	Valor
Sección	0.60 x 0.60 m
Armado longitud.	8 ϕ 16
Armado transver.	ϕ 10 c/ 120 mm

Tabla 25 "Geometría final de pilar H.A."

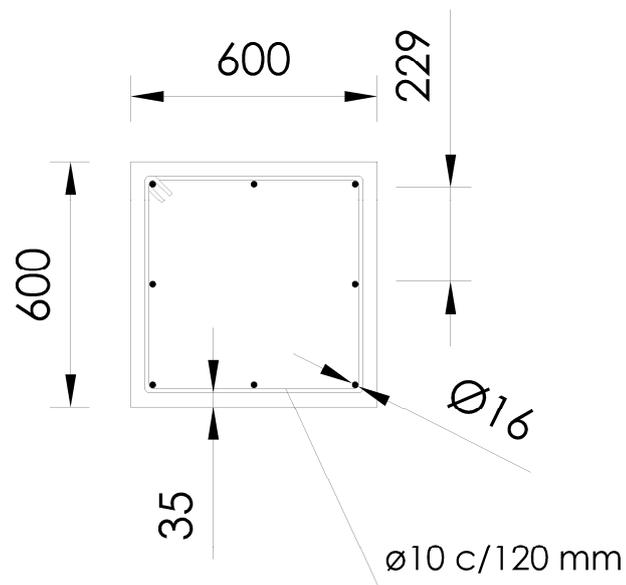


Figura 21 - "Disposición de armaduras pilar H.A."

Comprobación	Resultado	Cumple
Compresión simple	1.5 %	Cumple (2)
Armado para compresión simple	4.8 %	Cumple (2)
Armado para flexión compuesta	36.8 %	Cumple (2)
Cortante	64.2 %	Cumple (2)
Torsor	67 %	Cumple (2)

Tabla 26 "Comprobación pilar H.A."

4.4.5. Cimentación

El sistema de cimentación permanecerá igual que el diseño original, dado que las cargas que recibe de la cubierta son las mismas. La única diferencia reside entre la conexión del pilar y la zapata que deberá realizarse mediante unos arranques, capaces de solidarizar ambas partes de la estructura [7].

Para conseguir la continuidad deseada entre el pilar y la zapata, se deberá garantizar que los arranques tengan longitud suficiente para transmitir las tensiones de tracción que circulan por las barras de acero corrugado.

Según los cálculos realizados, análogos a los desarrollados en el apartado 3.3 del anejo numerado como 9.1.6, para una carga de tracción de 33.62 kN (máxima carga de cálculo), se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 27 "Arranques pilar hormigón"

Comprobación	Resultado	Cumple
Longitud de anclaje mínima	Lb.min = 1.20 m < proyectado = 1.60 m	Cumple (2)
Resistencia de los arranques	15.3 %	Cumple (2)

Tabla 27 "Arranques pilar hormigón"

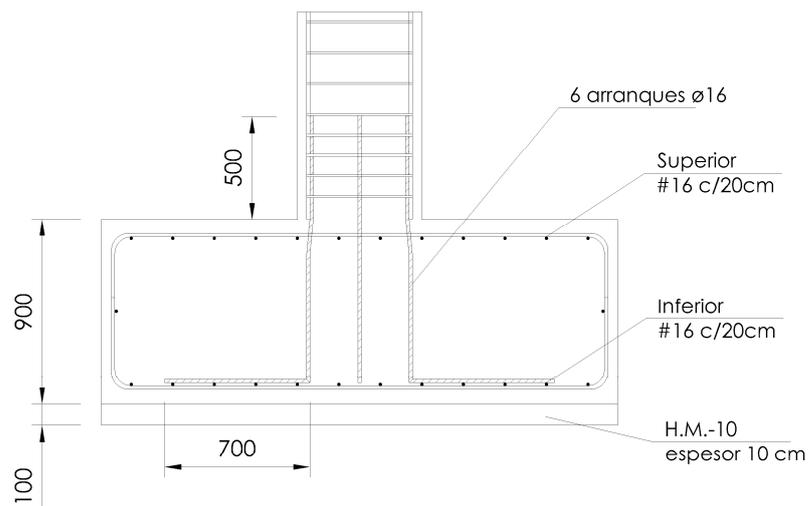


Figura 22 – "Disposición de arranques en cimentación"

4.5. Análisis de resultados

A lo largo del documento se ha mostrado el cálculo de cada elemento en lo referente a los estados límite últimos y de servicio, por lo que los resultados de cada uno se pueden consultar en sus respectivos apartados. Presentar los resultados de nuevo, sería redundante y tedioso, no se obtendría ninguna conclusión, salvo que los elementos cumplen con la normativa actual.

En este apartado de resultados se pretende analizar los efectos de las acciones generadas sobre la estructura en función del diseño estructural en el que fueron concebidas. El efecto más significativo de falta de rigidez de todas las propuestas y diseños es el desplazamiento bajo una acción paralela al suelo, aplicada en un extremo. Por ello, mostraremos unos gráficos comparativos que reflejen las diferencias en este fenómeno para cada diseño.

En la Figura 23 – “Desplazamiento máximo según diseño para una acción paralela a XY” se puede comprobar como el diseño original (cuya flecha es f_1) presenta grandes desplazamientos bajo cargas muy pequeñas, mientras que el diseño original con refuerzo (cuya flecha es f_2) como el diseño alternativo (cuya flecha es f_3) tienen buen comportamiento en términos de desplazamientos bajo estas acciones, aplicadas como muestra la Figura 10 – “Carga puntual paralela al plano XY”.

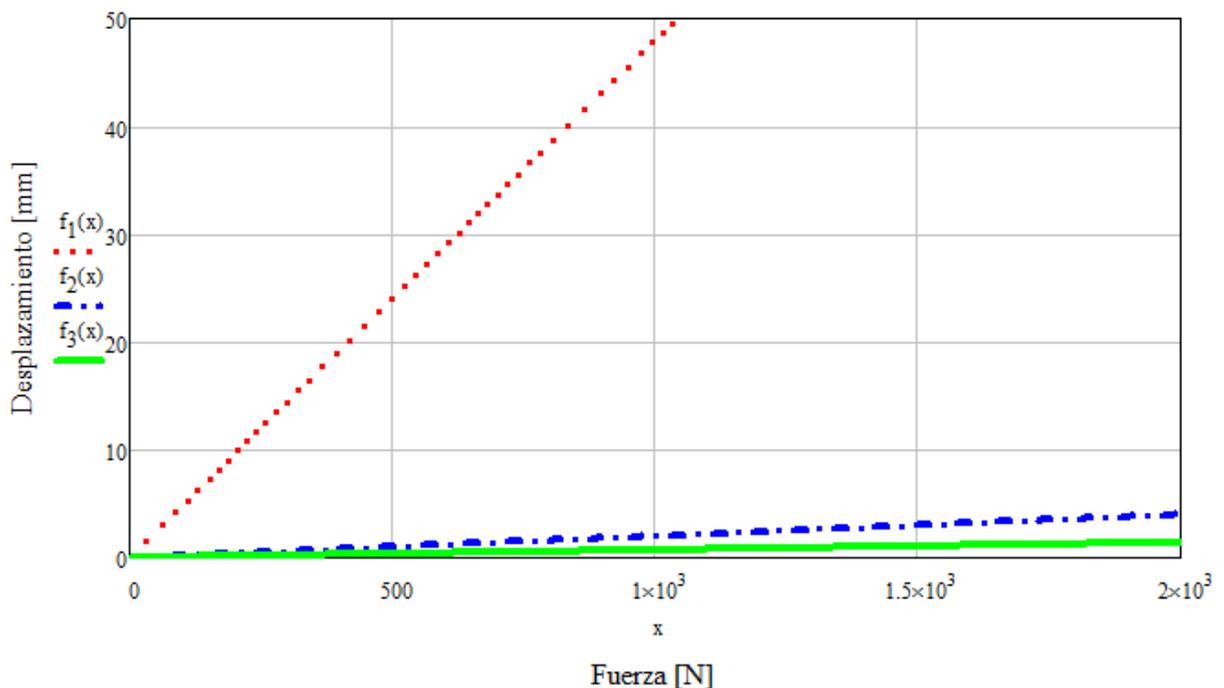


Figura 23 – “Desplazamiento máximo según diseño para una acción paralela a XY”

Por otro lado, en estructuras metálicas tan ligeras y flexibles como la nuestra, es de gran representatividad la frecuencia natural de oscilación del conjunto. Por ello, se muestra en la Figura 24 – “FAD en función de la frecuencia según diseño estructural” los diferentes factores de amplificación dinámica para cada diseño estructural. El FAD1 corresponde al diseño original, el FAD2 corresponde al diseño original con refuerzo y el FAD3 corresponde a la solución alternativa.

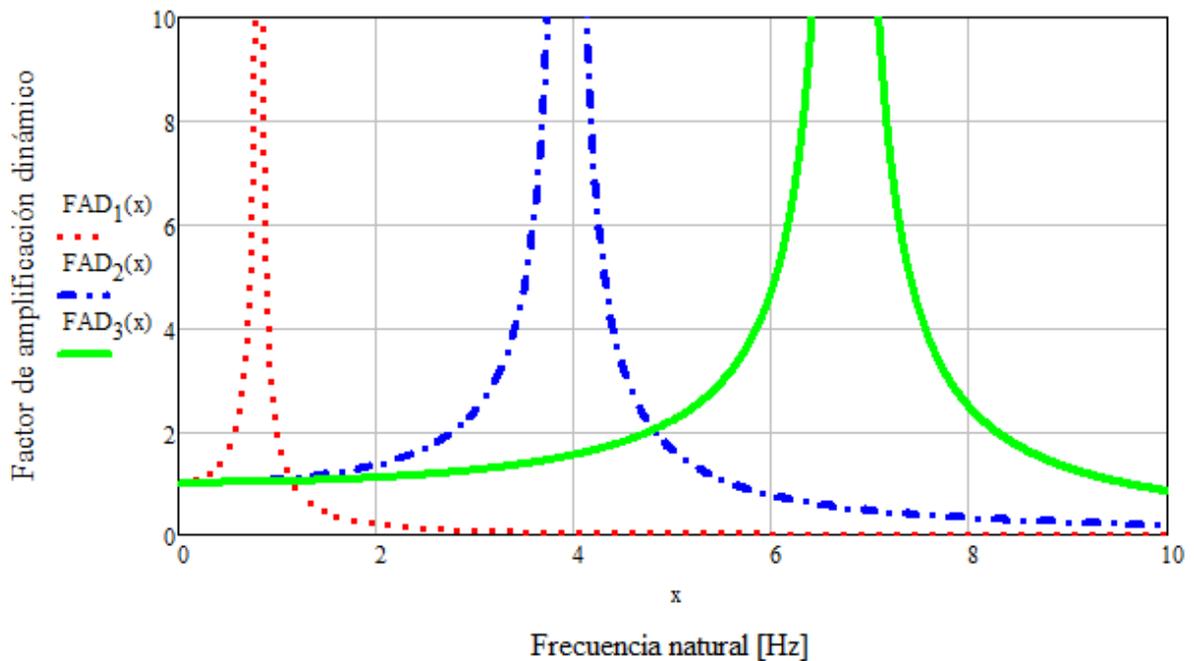


Figura 24 – “FAD en función de la frecuencia según diseño estructural”

Se comprueba como la frecuencia propia de la estructura inicial es 4 veces inferior que el refuerzo y 7 veces inferior al diseño alternativo. Con frecuencias propias cercanas a 1 Hz podrían aparecer problemas estructurales, dado que resulta sencillo realizar excitaciones a muy bajas frecuencias, sin embargo, cuando la frecuencia aumenta, también lo hace la dificultad para excitar una estructura.

Para obtener datos precisos en el análisis dinámico es necesario conocer el amortiguamiento mediante ensayos experimentales. Como se ha demostrado en el apartado 4.4.3.2, existe gran variabilidad en el FAD en función del amortiguamiento.

5. NORMATIVA

Código Técnico de la Edificación (CTE). Seguridad estructural (2009)

Código Técnico de la Edificación (CTE). Acciones en la edificación (2009)

Código Técnico de la Edificación (CTE). Acero (2009)

Código Técnico de la Edificación (CTE). Cimientos (2009)

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)

Instrucción de Acero Estructural (EAE)

Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero

6. MEDICIONES Y PRESUPUESTO

6.1. Diseño original

A continuación, se presentan las mediciones y el presupuesto del proyecto original, incluyendo los refuerzos.

Capítulo nº 1 Acondicionamiento del terreno

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

1.1 Movimiento de tierras en edificación

1.1.1 ADE010 **m³** Excavación en pozos para cimentaciones en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Excavación para cimentación	1	2,500	2,500	1,100	6,875			
				Total m³	6,875	26,08		179,30

Capítulo nº 2 Cimentaciones

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

2.1 Superficiales

2.1.1 CSZ010 **m³** Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 80 kg/m³.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Zapata aislada	1	2,500	2,500	0,900	5,625			
				Total m³	5,625	173,99	978,69	

Capítulo nº 3 Estructuras

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

3.1 Acero

3.1.1 EAS005 **Ud** Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, con rigidizadores, de 300x300 mm y espesor 20 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 16 mm de diámetro y 67 cm de longitud total.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Placas de anclaje	4				4,000			
Total Ud					4,000	49,59	198,36	

3.1.2 EAS010 **kg** Acero S275JR en pilares, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de secciones cuadradas y rectangulares

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Pilares #100.6 [A*B*17]	4	2,400			163,200			
Total kg					163,200	2,44	398,21	

3.1.3 EAV010 **kg** Acero S275JR en vigas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de secciones cuadradas y rectangulares

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Entramado cercha secciones rectangulares # 100.50.4 [A*B*8.59]	2	6,900			118,542
Entramado cercha secciones rectangulares # 100.50.4 [A*B*8.59]	4	2,180			74,905
Entramado cercha secciones cuadradas # 50.4 [A*B*5.45]	4	1,450			31,610
Entramado cercha secciones cuadradas # 50.4 [A*B*5.45]	4	1,550			33,790
Entramado cercha secciones cuadradas # 50.4 [A*B*5.45]	4	1,900			41,420

Correas rectangulares #140.60.4 [A*B*11.7]	4	5,000		234,000			
Correas rectangulares #140.60.4 [A*B*11.7]	4	2,550		119,340			
Correas rectangulares #140.60.4 [A*B*11.7]	4	1,050		49,140			
				Total kg	702,747	2,44	1.714,70

3.1.4 EAZ010 **kg** Refuerzo de acero con redondos macizos de acero laminado en caliente

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Plano paralelo XY [A*B*1.58]	8	3,500			44,240			
Refuerzo entre pilares [A*B*1.58]	8	2,600			32,864			
					Total kg	77,104	2,93	225,91

Capítulo nº 4 Particiones

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

4.1 Fábrica no estructural

4.1.1 FFZ010 **m²** Hoja exterior de cerramiento, de 11 cm de espesor de fábrica, de ladrillo cerámico perforado (tosco), para revestir, 24x11x10 cm, recibida con mortero de cemento industrial, color gris, M-5, suministrado a granel.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Soporte para barra	4	5,000	1,200		24,000			
				Total m²	24,000	25,05	601,20	

Capítulo nº 5 Cubiertas

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

5.1 Inclinas

5.1.1 QTM010 **m²** Cubierta inclinada de paneles de acero con aislamiento incorporado, de 60 mm de espesor y 1150 mm de ancho, con una pendiente mayor del 10%.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Faldón superior [A*(B+C)*D/2]	4	4,880	2,500	1,500	22,140			
Faldón intermedio [A*(B+C)*D/2]	4	2,500	1,000	1,450	10,150			
Faldón inferior [A*(B+C)*D/2]	4	1,000	0,100	0,770	1,694			
Total m²					33,984	46,51	1.580,60	

5.1.2 QTZ010 **m²** Cubierta inclinada con una pendiente media del 100%, formada por film de polietileno, impermeabilización con lámina de oxiasfalto, LO-30-FV, acabada con film plástico termofusible en ambas caras. Cobertura compuesta por bandeja de zincitania "RHEINZINK", acabado natural, de 0,7 mm de espesor, de 10 m de longitud máxima, fabricada según el sistema de junta alzada de 25 mm de altura, unión longitudinal de bandejas mediante engatillado simple, fijada mecánicamente sobre entablado de madera maciza dispuesto sobre rastreles de madera de 40x40 mm de sección i/p.p de remates.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Faldón superior [A*(B+C)*D/2]	4	4,880	2,500	1,500	22,140			
Faldón intermedio [A*(B+C)*D/2]	4	2,500	1,000	1,450	10,150			
Faldón inferior [A*(B+C)*D/2]	4	1,000	0,100	0,770	1,694			
Total m²					33,984	137,59	4.675,86	

Capítulo nº 6 Revestimientos y trasdosados

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

6.1 Chapados, aplacados y encimeras

6.1.1 RCG010 **m²** Aplacado simple, con baldosas cerámicas de gres, 50x50 cm, 19 €/m², recibidas con adhesivo cementoso mejorado, C2 TE, con deslizamiento reducido y tiempo abierto ampliado, gris, con junta abierta (separación entre 3 y 15 mm).

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Frente de la barra	8	5,000	1,200		48,000
Total m²					48,000
					52,37
					2.513,76

6.1.2 SNP010 **Ud** Encimera de granito de Sudáfrica, Negro Sudáfrica pulido, de 500 cm de longitud, 70 cm de anchura y 3 cm de espesor, canto con faldón frontal a inglete de 5 cm de ancho.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Encimera de granito	4				4,000
Total Ud					4,000
					968,89
					3.875,56

6.2 Suelos y pavimentos

6.2.1 RSB010 **m²** Base para pavimento, de mortero M-10 armado con malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080, de 5 cm de espesor, maestreada y fratasada.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Base para interior de barra	1	5,000	5,000		25,000
Total m²					25,000
					20,97
					524,25

6.2.2 RSG010 **m²** Solado de baldosas cerámicas de gres porcelánico, pulido 3/2/H/-, de 45x45 cm, 8 €/m², recibidas con adhesivo cementoso mejorado, C2 sin ninguna característica adicional, color gris con doble encolado, y rejuntadas con mortero de juntas cementoso con resistencia elevada a la abrasión y absorción de agua reducida, CG2, para junta mínima (entre 1,5 y 3 mm), con la misma tonalidad de las piezas.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal		
Solado para interior de barra	1	5,000	5,000		25,000		
				Total m²	25,000	23,10	577,50

Capítulo nº 7 Gestión de residuos

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

7.1 Gestión de tierras

7.1.1 GTA020 **m³** Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima de 10 km.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Tierras procedentes de la excavación (esponjamiento del 20%) [A*1.2]	6,875				8,250			
						Total m³	8,250	4,89
								40,34

7.2 Gestión de residuos inertes

7.2.1 GRA010 **Ud** Transporte de mezcla sin clasificar de residuos inertes producidos en obras de construcción y/o demolición, con contenedor de 2,5 m³, a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Mezcla de residuos generados (volumen total 1.15 m3)	1				1,000			
						Total Ud	1,000	136,71
								136,71

Resumen presupuesto de ejecución material de la estructura original

1. Acondicionamiento del terreno .	179,30 €
2. Cimentaciones .	978,69 €
3. Estructuras .	2.537,18 €
4. Fachadas y particiones .	601,20 €
5. Cubiertas .	6.256,46 €
6. Revestimientos y trasdosados .	7.491,07 €
7. Gestión de residuos .	177,05 €
Total:	18.220,95 €

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de DIECIOCHO MIL DOSCIENTOS VEINTE EUROS CON NOVENTA Y CINCO CÉNTIMOS.

6.2. Solución alternativa

Capítulo nº 1 Acondicionamiento del terreno

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

1.1 Movimiento de tierras en edificación

1.1.1 ADE010 **m³** Excavación en pozos para cimentaciones en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión.

		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal		
Excavación cimentación	para	1	2,500	2,500	1,100	6,875		
					Total m³	6,875	26,08	179,30

Capítulo nº 2 Cimentaciones

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

2.1 Superficiales

2.1.1 CSZ010 **m³** Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 80 kg/m³.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal			
Zapata aislada	1	2,500	2,500	0,900	5,625			
				Total m³	5,625	173,99	978,69	

3.2 Hormigón

3.2.1 EHS015

m³ Pilar de sección rectangular o cuadrada de hormigón visto, realizado con hormigón HA-30/AC-E2/12/IIa, Agilia Arquitectónico "LAFARGE", fabricado en central, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 60 kg/m³; montaje y desmontaje del sistema de encofrado de bastidores metálicos modulares con tablero fenólico, de 12 a 15 mm de espesor, entre 4 y 5 m de altura libre y 60x60 cm de sección media, amortizable en 10 usos.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal		
Pilar central	1	4,200	0,600	0,600	1,512		
				Total m³	1,512	358,08	541,42

Capítulo nº 4 Fachadas y particiones

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

4.1 Fábrica no estructural

4.1.1 FFZ010 **m²** Hoja exterior de cerramiento de fachada, de 11 cm de espesor de fábrica, de ladrillo cerámico perforado (tosco), para revestir, 24x11x10 cm, recibida con mortero de cemento industrial, color gris, M-5, suministrado a granel.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal				
Soporte para barra	4	5,000	1,200		24,000				
						Total m²	24,000	25,05	601,20

Capítulo nº 5 Cubiertas

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

5.1 Inclınadas

5.1.1 QT010 **m²** Cubierta inclinada de paneles de acero con aislamiento incorporado, de 60 mm de espesor y 1150 mm de ancho, con una pendiente mayor del 10%.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Faldón superior [A*(B+C)*D/2]	4	4,880	2,500	1,500	22,140
Faldón intermedio [A*(B+C)*D/2]	4	2,500	1,000	1,450	10,150
Faldón inferior [A*(B+C)*D/2]	4	1,000	0,100	0,770	1,694
Total m²					33,984 46,51 1.580,60

5.1.2 QTZ010 **m²** Cubierta inclinada con una pendiente media del 100%, formada por estructura portante (no incluida en este precio), film de polietileno que actúa como barrera de vapor. Impermeabilización con lámina de oxiasfalto, LO-30-FV, acabada con film plástico termofusible en ambas caras. Cobertura compuesta por bandeja de zincitania "RHEINZINK", acabado natural, de 0,7 mm de espesor, de 10 m de longitud máxima, fabricada según el sistema de juntaalzada de 25 mm de altura, a partir de material en banda de 650 mm de desarrollo y 580 mm entre ejes, unión longitudinal de bandejas mediante engatillado simple, fijada mecánicamente sobre entablado de madera maciza dispuesto sobre rastreles de madera de 40x40 mm de sección i/p.p de remates.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Faldón superior [A*(B+C)*D/2]	4	4,880	2,500	1,500	22,140
Faldón intermedio [A*(B+C)*D/2]	4	2,500	1,000	1,450	10,150
Faldón inferior [A*(B+C)*D/2]	4	1,000	0,100	0,770	1,694
Total m²					33,984 137,59 4.675,86

Capítulo nº 6 Revestimientos y trasdosados

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

6.1 Chapados, aplacados y encimeras

6.1.1 RCG010 **m²** Aplacado simple, con baldosas cerámicas de gres, 50x50 cm, 19 €/m², recibidas con adhesivo cementoso mejorado, C2 TE, con deslizamiento reducido y tiempo abierto ampliado, gris, con junta abierta (separación entre 3 y 15 mm).

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Frente de la barra	8	5,000	1,200		48,000
Total m²					48,000 52,37 2.513,76

6.1.2 SNP010 **Ud** Encimera de granito de Sudáfrica, Negro Sudáfrica pulido, de 500 cm de longitud, 70 cm de anchura y 3 cm de espesor, canto con faldón frontal a inglete de 5 cm de ancho.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Encimera de granito	4				4,000
Total Ud					4,000 968,89 3.875,56

6.2 Suelos y pavimentos

6.2.1 RSB010 **m²** Base para pavimento, de mortero M-10 armado con malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080, de 5 cm de espesor, maestreada y fratasada.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal
Base para interior de barra	1	5,000	5,000		25,000
Total m²					25,000 20,97 524,25

6.2.2 RSG010 **m²** Solado de baldosas cerámicas de gres porcelánico, pulido 3/2/H/-, de 45x45 cm, 8 €/m², recibidas con adhesivo cementoso mejorado, C2 sin ninguna característica adicional, color gris con doble encolado, y rejuntadas con mortero de juntas cementoso con resistencia elevada a la abrasión y absorción de agua reducida, CG2, para junta mínima (entre 1,5 y 3 mm), con la misma tonalidad de las piezas.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal		
Solado para interior de barra	1	5,000	5,000		25,000		
				Total m²	25,000	23,10	577,50

Capítulo nº 7 Gestión de residuos

Código	Ud	Denominación	Medición	Precio [€/Ud]	Total [€]
--------	----	--------------	----------	---------------	-----------

7.1 Gestión de tierras

7.1.1 GTA020 **m³** Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima de 10 km.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal				
Tierras procedentes de la excavación (esponjamiento del 20%) [A*1.2]	6,875				8,250				
						Total m³	8,250	4,89	40,34

7.2 Gestión de residuos inertes

7.2.1 GRA010 **Ud** Transporte de mezcla sin clasificar de residuos inertes producidos en obras de construcción y/o demolición, con contenedor de 2,5 m³, a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Subtotal				
Mezcla de residuos generados (volumen total 1.15 m3)	1				1,000				
						Total Ud	1,000	136,71	136,71

Resumen presupuesto de ejecución material

1. Acondicionamiento del terreno .	179,30 €
2. Cimentaciones .	978,69 €
3. Estructuras .	2.172,41 €
4. Fachadas y particiones .	601,20 €
5. Cubiertas .	6.256,46 €
6. Revestimientos y trasdosados .	7.491,07 €
7. Gestión de residuos .	177,05 €
Total:	17.856,18 €

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de DIECISIETE MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA Y SEIS EUROS CON DIECIOCHO CÉNTIMOS.

6.3. Comparativa de presupuestos

Se resume a continuación una comparativa de precios de las soluciones estructurales presentadas en el documento.

Presupuesto	Importe [€]	Diferencia [€]	Diferencia [%]
Propuesta original	18220,95	+0.00	+0.00
Propuesta alternativa	17856,18	- 364.77	-2.00

Tabla 28 "Comparativa de presupuestos sobre el total de la obra"

Como se observa en la Tabla 28 "Comparativa de presupuestos sobre el total de la obra", la cantidad reducida con respecto a la solución alternativa no es muy significativa, de hecho, representa una reducción del 2.00 % del presupuesto total, esto es debido a que la partida de estructura representa una parte baja con respecto al presupuesto total de la construcción. Sin embargo, si presentamos una comparativa entre las partidas de estructuras, podemos observar lo siguiente:

Presupuesto	Importe SOLO estructuras [€]	Diferencia SOLO estructuras [€]	Diferencia SOLO estructuras [%]
Propuesta original	2537,18	+0.00	+0.00
Propuesta alternativa	2172,41	- 364.77	-14.38

Tabla 29 "Comparativa de presupuestos sobre la partida de estructuras"

Ahora se puede comprobar en la Tabla 29 "Comparativa de presupuestos sobre la partida de estructuras" que la cantidad total de euros ahorrada es la misma ya que solo hemos modificado la estructura portante, sin embargo, el ahorro representa casi un 15% del capítulo de estructuras.

Dado que el importe de la obra no es muy elevado, la cantidad de dinero ahorrada es baja, pero en obras de gran envergadura, ahorrar un 15 % puede suponer una cantidad de dinero importante.

7. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

7.1. Conclusiones

En ingeniería se utilizan soluciones estructurales concretas porque se conoce su efectividad y eficiencia. Puede ser el caso de las geometrías de sección en "H" para vigas, la disposición de los pórticos de una nave, las cúpulas como cubiertas de grandes espacios, etc. Todas ellas son soluciones probadas y usuales.

Sin embargo, **son aquellas estructuras singulares, con disposiciones novedosas las que pueden generar problemas en su puesta en funcionamiento.** Es de vital importancia **invertir el tiempo suficiente en decidir la disposición estructural** que mejor se adapta a todas las posibles solicitaciones a las que estará sometida nuestra estructura.

En este caso se ha conseguido alcanzar una solución estructural estable mediante la colocación de un refuerzo y también se han conseguido resultados óptimos con el diseño alternativo, lo que lleva a pensar que **no existe una única solución a un problema estructural y se pueden alcanzar resultados similares con soluciones diferentes**, pero que en esencia trabajan con los mismos principios físicos.

Para este estudio se han verificado los estados límite de los elementos que componen la estructura gracias a software de cálculo especializado, a pesar de ello, **es útil conocer las normas que satisfacen los programas de cálculo para saber interpretar sus resultados correctamente.**

La rigidez de una estructura debe ser suficiente para proporcionar estabilidad al conjunto. Es posible que para las acciones consideradas todos los elementos cumplan los estados límite últimos, con todo, **las estructuras singulares y esbeltas, necesitan tener una rigidez suficiente para no deformarse excesivamente y cumplir así con los estados límite de servicio.**

Es importante proyectar conociendo el precio de los sistemas constructivos, los materiales y la puesta en ejecución. **La elección del sistema correcto, puede ahorrar mucho dinero en las obras de gran envergadura**, pero tampoco hay que descuidar la simplicidad de los sistemas. Cuanto más complicados son los sistemas, mayor es la probabilidad de que puedan fallar. **Simplificar un sistema lo máximo posible es el trabajo más complejo del diseño estructural, pero es el trabajo más eficiente para alcanzar los resultados más seguros.**

Finalmente, surge la idea de que **el proyectista debería pensar e imaginar cómo se deformar y trabajan las estructuras para crear una disposición y un diseño que se comporte como se espera de una estructura.**

7.2. Trabajos futuros

Como complemento al trabajo, se podrían buscar otras alternativas de diseño que no mantuvieran la geometría de cubierta, teniendo así mayor libertad para investigar la solución más óptima y segura posible que cumpliera la función de cubierta.

Otra alternativa relacionada con el estudio dinámico, sería realizar un cálculo en el tiempo mediante un análisis modal que permita conocer los movimientos en función del tiempo para diferentes formas e intensidades de fuerzas oscilatorias.

Es posible también desarrollar un sistema de amortiguación que disipe la energía de las acciones dinámicas, principalmente diseñando amortiguadores lineales o torsionales absorban la energía de las oscilaciones.

Un enfoque diferente del trabajo, podría consistir en el diseño y cálculo de la estructura mediante uniones atornilladas, creando un sistema prefabricado que se pudiera montar en cualquier lugar y por cualquier operario.

Por último, se podría abordar el estudio de una cimentación alternativa mediante el uso de cimentaciones profundas, concretamente pilotes. Con este sistema de cimentación, reduciríamos las dimensiones del cimiento, ya que es capaz de transmitir las tracciones al terreno, mejorando el comportamiento del vuelco.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] R. A. Álvarez, R. Argüelles Bustillo, F. Arriaga Martitegui, J. M. Argüelles Bustillo y J. R. Atienza Reales, *Estructuras de Acero. Fundamento y cálculo según CTE, EAE y EC3*, Madrid: Bellisco ediciones técnicas y científicas, 2013.
- [2] J. L. Benito Olmeda y J. Carretero Pérez, *Principios básicos de estructuras metálicas*, Madrid: Delta, 2015.
- [3] España, *EAE: Instrucción de acero estructural : con comentarios de la Comisión Permanente de Estructuras de Acero*, Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2012.
- [4] R. A. Álvarez, R. Argüelles Bustillo, F. Arriaga Martitegui, J. M. Argüelles Bustillo y J. R. Atienza Reales, *Estructuras de acero. Uniones y sistemas estructurales*, Madrid: Bellisco ediciones técnicas y científicas, 2007.
- [5] L. O. Berrocal, *Elasticidad*, Madrid: McGraw-Hill, 1998.
- [6] R. A. Álvarez, R. Argüelles Bustillo, F. Arriaga Martitegui, M. Esteban Herrero y G. Iñiguez González, *Estructuras de acero. Inestabilidad: fundamentos, calculo y programas*, Madrid: Bellisco ediciones técnicas y científicas, 2017.
- [7] J. Calavera Ruiz, *Cálculo de estructuras de cimentación*, Madrid: INTEMAC, 2015.
- [8] J. A. Muñoz, *Cimentaciones y estructuras de contención de tierras*, Madrid: Bellisco, 2010.
- [9] F. D. Ching, *Manual de estructuras ilustrado*, Barcelona: Editorial Gustavo Gili S.L., 2014.
- [10] L. O. Berrocal, *Resistencia de materiales*, Madrid: McGraw-Hill, 2007.
- [11] M. Paz, *Dinámica estructural*, Barcelona: Reverté, 2009.
- [12] L. E. Suárez, *Análisis de estructuras con cargas dinámicas*, Puerto Rico: Mayagüez, 2014.
- [13] A. Arnedo Pena, *Naves industriales con acero*, Madrid: APTA, 2009.
- [14] Ministerio de Vivienda, *Código Técnico de la Edificación*, 2006.

9. ANEJOS

9.1. Cálculos de estructura original

9.1.1. Cálculo de acciones

Para los cálculos realizados en este apartado se pueden consultar [1], [14] y [10]

CÁLCULO DE LAS ACCIONES: determinación de la hipótesis más desfavorable.

1. Datos iniciales

Se muestran los coeficientes de mayoración de acciones y simultaneidad en las siguientes expresiones que recogen la información.

$$\begin{array}{llll} \gamma_{G,d} := 1.35 & \gamma_{G,f} := 0.8 & \psi_{0,uso} := 0.7 & \psi_{0,viento} := 0.6 \\ \gamma_{Q,d} := 1.5 & \gamma_{Q,f} := 0 & \psi_{0,nieve} := 0.5 & \psi_{0,temp} := 0.6 \end{array}$$

Agrupando la información para trabajar con matrices:

$$\gamma := \begin{pmatrix} \gamma_{G,d} \\ \gamma_{G,f} \\ \gamma_{Q,d} \\ \gamma_{Q,f} \end{pmatrix} \quad \psi_0 := \begin{pmatrix} \psi_{0,uso} \\ \psi_{0,nieve} \\ \psi_{0,viento} \\ \psi_{0,temp} \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Inclinación media de} \\ \text{la cubierta} \\ \alpha := 45\text{deg} \end{array}$$

2. Acciones permanentes

Las acciones permanentes se relacionan directamente con el tipo de sistema constructivo proyectado. Dicha información se puede obtener del Anejo C del CTE DB SE AE.

En este caso concreto, se proyecta una cubierta ligera de chapas metálicas. El peso por m² se obtiene de la tabla C.5

$$G := 1 \cdot \cos(\alpha) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \begin{array}{l} G_{\text{par}} := G \cdot \sin(\alpha) = 500 \text{ Pa} \\ G_{\text{per}} := G \cdot \cos(\alpha) = 500 \text{ Pa} \end{array}$$

3. Acciones variables

Para las acciones variables comenzaremos por la sobrecarga de uso, que se obtiene de la tabla 3.1 del DB -AE, según la categoría de uso.

En nuestro caso la **categoría de uso** que le corresponde a la estructura es G1: cubiertas ligeras sobre correas

$$Q_{\text{uso}} := 0.4 \cdot \cos(\alpha) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Nota: esta acción no será concomitante con el} \\ \text{resto de acciones variables} \end{array}$$

$$\psi_{0,0} := 0$$

$$Q_{\text{uso,par}} := Q_{\text{uso}} \cdot \sin(\alpha) = 200 \text{ Pa}$$

$$Q_{\text{uso,per}} := Q_{\text{uso}} \cdot \cos(\alpha) = 200 \text{ Pa}$$

En el caso de la **sobrecarga de nieve**, se han determinado los parámetros según el apartado 3.5 del CTE DB SE AE, obteniéndose los siguientes resultados:

Coefficiente de forma
(apartado 3.5.3)

$$\mu := 1$$

Sobrecarga de nieve en terreno HZ
(tabla 3.8)

$$S_k := 0.6 \cdot \cos(\alpha) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carga de nieve en terreno HZ

$$Q_{\text{nieve}} := \mu \cdot S_k = 424.264 \text{ Pa}$$

$$Q_{\text{nieve,par}} := Q_{\text{nieve}} \cdot \sin(\alpha) = 300 \text{ Pa}$$

$$Q_{\text{nieve,per}} := Q_{\text{nieve}} \cdot \cos(\alpha) = 300 \text{ Pa}$$

Por último la acción del viento es función de la presión dinámica, el coeficiente de exposición y los coeficientes eólicos.

Presión dinámica en zona A
(Figura D.1)

$$q_b := 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Coefficiente de exposición
(GRADO III + 6m) (Tabla 3.4)

$$C_e := 2.0$$

Coefficientes eólicos
(Tabla D.7. Cubiertas a 4 aguas)

Ver la información adjunta

Altura de la construcción $h := 4.20\text{m}$

Anchura en la dirección 1 $b := 5.13\text{m}$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 5.13 \text{ m}$$

Áreas de cada zona

$$A_F := \left(\frac{e}{10}\right) \cdot \left(\frac{e}{4}\right) \quad A_G := \left(\frac{e}{10}\right) \cdot \left(\frac{e}{2}\right) \quad A_H := \frac{b \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{e}{10}\right)}{2}$$

$$A_I := \frac{b \cdot \frac{b}{2}}{2} \quad A_J := \left(\frac{e}{10}\right) \cdot 3.50\text{m} \quad A_K := 0\text{m}^2$$

$$A_L := A_J \quad A_M := \frac{b \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{e}{10}\right)}{2}$$

$$\text{Area} := \begin{pmatrix} A_F \\ A_G \\ A_H \\ A_I \\ A_J \\ A_K \\ A_L \\ A_M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.658 \\ 1.316 \\ 5.263 \\ 6.579 \\ 1.796 \\ 0 \\ 1.796 \\ 5.921 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Se suprime el área de N y se sustituye por el área M por la simetría de la estructura. La zona M es más desfavorable.

Datos de la tabla para 45° (la columna "0" corresponde a <1 m² y la columna "1" corresponde a >10 m²)

$$C_{p,dato} :=$$

	0	1
0	0.7	0.7
1	0.7	0.7
2	0.6	0.6
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0
7	0	0

$$C_{s,dato} :=$$

	0	1
0	0	0
1	0	0
2	0	0
3	-0.3	-0.3
4	-0.6	-0.6
5	-0.3	-0.3
6	-2	-1.3
7	-1.2	-0.8

$$C_p := \begin{cases} \text{for } i \in 0,1..7 \\ C_{p_i} \leftarrow C_{p,dato_{i,0}} \text{ if } Area_1 \leq 1m^2 \\ C_{p_i} \leftarrow C_{p,dato_{i,1}} \text{ if } Area_1 \geq 10m^2 \\ C_{p_i} \leftarrow C_{p,dato_{i,0}} + (C_{p,dato_{i,1}} - C_{p,dato_{i,0}}) \cdot \log\left(\frac{Area_1}{m^2}\right) \text{ otherwise} \\ \text{return } C_p \end{cases} \quad C_p = \begin{pmatrix} 0.7 \\ 0.7 \\ 0.6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$C_s := \begin{cases} \text{for } i \in 0,1..7 \\ C_{s_i} \leftarrow C_{s,dato_{i,0}} \text{ if } Area_1 \leq 1m^2 \\ C_{s_i} \leftarrow C_{s,dato_{i,1}} \text{ if } Area_1 \geq 10m^2 \\ C_{s_i} \leftarrow C_{s,dato_{i,0}} + (C_{s,dato_{i,1}} - C_{s,dato_{i,0}}) \cdot \log\left(\frac{Area_1}{m^2}\right) \text{ otherwise} \\ \text{return } C_s \end{cases} \quad C_s = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0.3 \\ -0.6 \\ -0.3 \\ -1.822 \\ -0.891 \end{pmatrix}$$

$$Q_{v,p} := q_b \cdot C_e \cdot C_p = \begin{pmatrix} 588 \\ 588 \\ 504 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ Pa} \quad Q_{v,s} := q_b \cdot C_e \cdot C_s = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -252 \\ -504 \\ -252 \\ -1.531 \times 10^3 \\ -748.468 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Finalmente se calculará una carga de viento equivalente, ponderando cada valor de Q_v con el área de influencia, obteniendo así una carga equivalente de presión, para simplificar el modelo.

$$Q_{v.p.eq} := \frac{\sum_{i=0}^7 (Area_1 \cdot Q_{v.p_i})}{\sum_{i=0}^7 Area_1} = 526.909 \text{ Pa}$$

$$Q_{v.s.eq} := \frac{\sum_{i=0}^7 (Area_1 \cdot Q_{v.s_i})}{\sum_{i=3}^7 Area_1} = -605.467 \text{ Pa}$$

Resumiendo todas las acciones variables en sentido paralelo y perpendicular a la pendiente tenemos:

$$Q_{par} := \begin{pmatrix} Q_{uso.par} \\ Q_{nieve.par} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 200 \\ 300 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

$$Q_{per} := \begin{pmatrix} Q_{uso.per} \\ Q_{nieve.per} \\ Q_{v.p.eq} - Q_{v.s.eq} \\ Q_{v.s.eq} - Q_{v.p.eq} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 200 \\ 300 \\ 1.132 \times 10^3 \\ -1.132 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Nota: los efectos del viento se duplican por ambas caras ya que la estructura no dispone de cerramientos

4. Combinación de acciones ELU

La combinación de realizará teniendo en cuenta el efecto de una acción variable como principal y el resto como secundarias.

Comb0	$q_{0.par} := G_{par} \cdot \gamma_0 + Q_{par_0} \cdot \gamma_2$	$q_{0.per} := G_{per} \cdot \gamma_0 + Q_{per_0} \cdot \gamma_2$
Comb1	$q_{1.par} := G_{par} \cdot \gamma_0 + Q_{par_1} \cdot \gamma_2 + Q_{par_2} \cdot \gamma_2 \cdot \psi_{0_1}$	$q_{1.per} := G_{per} \cdot \gamma_0 + Q_{par_1} \cdot \gamma_2 + Q_{per_2} \cdot \gamma_2 \cdot \psi_{0_1}$
Comb2	$q_{2.par} := G_{par} \cdot \gamma_0 + Q_{par_2} \cdot \gamma_2 + Q_{par_1} \cdot \gamma_2 \cdot \psi_{0_2}$	$q_{2.per} := G_{per} \cdot \gamma_0 + Q_{per_2} \cdot \gamma_2 + Q_{per_1} \cdot \gamma_2 \cdot \psi_{0_2}$
Comb3	$q_{3.par} := G_{par} \cdot \gamma_1 + Q_{par_3} \cdot \gamma_2 + Q_{par_1} \cdot \gamma_3 \cdot \psi_{0_2}$	$q_{3.per} := G_{per} \cdot \gamma_1 + Q_{per_3} \cdot \gamma_2 + Q_{per_1} \cdot \gamma_3 \cdot \psi_{0_2}$

5. Combinación de acciones ELS

La combinación de realizará teniendo en cuenta el efecto de una acción variable como principal y el resto como secundarias sin mayorar las acciones. Las combinaciones se determinan para efectos de corta duración irreversibles (combinaciones características).

Comb0	$Q_{0.par} := G_{par} + Q_{par_0}$	$Q_{0.per} := G_{per} + Q_{per_0}$
Comb1	$Q_{1.par} := G_{par} + Q_{par_1} + Q_{par_2} \cdot \psi_{0_1}$	$Q_{1.per} := G_{per} + Q_{par_1} + Q_{per_2} \cdot \psi_{0_1}$
Comb2	$Q_{2.par} := G_{par} + Q_{par_2} + Q_{par_1} \cdot \psi_{0_2}$	$Q_{2.per} := G_{per} + Q_{per_2} + Q_{per_1} \cdot \psi_{0_2}$
Comb3	$Q_{3.par} := G_{par} + Q_{par_3} + Q_{par_1} \cdot \psi_{0_2}$	$Q_{3.per} := G_{per} + Q_{per_3} + Q_{per_1} \cdot \psi_{0_2}$

6. Resultados

El resumen de los resultados para cada combinación de acciones se resume a continuación.

$$ELU := \begin{pmatrix} q_{0,par} & q_{0,per} \\ q_{1,par} & q_{1,per} \\ q_{2,par} & q_{2,per} \\ q_{3,par} & q_{3,per} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 975 & 975 \\ 1.125 \times 10^3 & 1.974 \times 10^3 \\ 945 & 2.644 \times 10^3 \\ 400 & -1.299 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ Pa} \quad ELS := \begin{pmatrix} Q_{0,par} & Q_{0,per} \\ Q_{1,par} & Q_{1,per} \\ Q_{2,par} & Q_{2,per} \\ Q_{3,par} & Q_{3,per} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 700 & 700 \\ 800 & 1.366 \times 10^3 \\ 680 & 1.812 \times 10^3 \\ 680 & -452.376 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

6. Selección de las combinaciones de cálculo

6.1 Combinaciones ELU

Se comprueba que las situaciones que producen mayor resultante de acciones son la Comb 2 para viento en presión y la Comb 3 para viento en succión. Sin embargo, no se desprecia la Comb 1, ya que dispone de una carga relevante en la dirección del eje debil de las correas.



Combinación 1

$$(ELU^T)^{(1)} = \begin{pmatrix} 1.125 \times 10^3 \\ 1.974 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Combinación 2

$$(ELU^T)^{(2)} = \begin{pmatrix} 945 \\ 2.644 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Combinación 3

$$(ELU^T)^{(3)} = \begin{pmatrix} 400 \\ -1.299 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Paralela

Perpendicular

6.2 Combinaciones ELS

Se comprueba que las situaciones que producen mayor resultante de acciones son la Comb 2 para viento en presión y la Comb 3 para viento en succión. Sin embargo, no se desprecia la Comb 1, ya que dispone de una carga relevante en la dirección del eje debil de las correas.

Combinación 1

$$(ELS^T)^{(1)} = \begin{pmatrix} 800 \\ 1.366 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Combinación 2

$$(ELS^T)^{(2)} = \begin{pmatrix} 680 \\ 1.812 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Combinación 3

$$(ELS^T)^{(3)} = \begin{pmatrix} 680 \\ -452.376 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Paralela

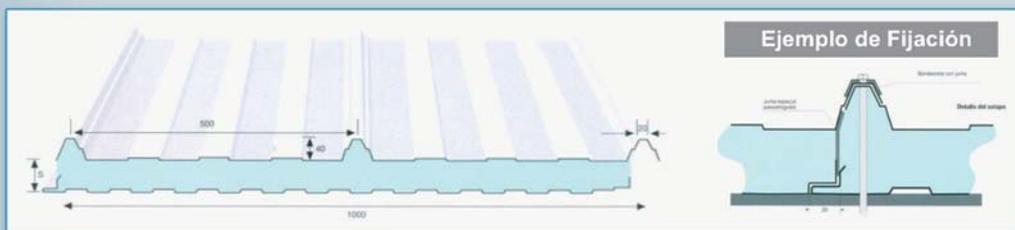
Perpendicular

9.1.2. Cálculo de paneles de cubierta

Para la información mostrada, se ha consultado la página oficial de Sider-Panel.

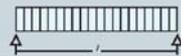
PANEL CUBIERTA

Para Cubiertas inclinadas, que no requieran soportar grandes esfuerzos, se ha diseñado específicamente un panel autoportante con unas grandes condiciones de estética y robustez. Dado a su fácil manejo y aprovisionamiento, es una opción sencilla y cómoda para poder realizar sus montajes tanto de cubierta como de fachada.



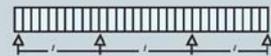
Panel metálico autoportante con espuma de poliuretano utilizado para cubiertas con una inclinación mínima del 5% sin solape, o del 7% en cubiertas con solape.

DIAGRAMA DE CARGAS



Espesor del aislante mm.	Luces, cm.									
	200	225	250	275	300	325	350	375	400	500
30	155	124	100	82	68					
40	200	161	131	108	90	75	63			
50	261	214	178	148	125	106	90	78	67	
60	311	258	215	182	154	132	113	98	85	
80	394	332	282	242	208	181	157	138	121	75
100	451	385	331	288	251	220	194	172	153	98

DIAGRAMA DE CARGAS



Espesor del aislante mm.	Luces, cm.									
	200	225	250	275	300	325	350	375	400	500
30	262	212	174	144	120	101	85	73	62	
40	337	274	226	188	157	133	113	97	83	
50	434	359	301	253	215	184	158	137	119	71
60	512	428	361	307	263	227	196	171	150	91
80	641	544	466	402	350	305	268	236	209	133
100		623	540	472	415	367	325	290	259	171



*Posibilidad de suministro con corte a medida sin merma

ESPESOR DEL PANEL (mm)	COEFICIENTE DE TRANSMISIÓN TÉRMICA -K-		PESO PANELES SOPORTE EN ACERO 0,50 mm. kg/m ²
	Kcal / m ² h °C	Watt / m ² °K	
30	0,51	0,59	9,20
40	0,40	0,46	9,60
50	0,33	0,38	10,00
60	0,28	0,32	10,40
80	0,22	0,25	11,20
100	0,18	0,20	12,00

ESPESOR	COLOR		MEDIDAS EN STOCK	
			LARGO (mm)	ANCHO (mm)
30	Ext.	Blanco Pirineo- Rojo Teja Verde Navarra-Tabaco	3000, 4000, 5000, 6000	1000
	Int.	Blanco Pirineo		
50	Ext.	Blanco Pirineo- Rojo Teja		
	Int.	Blanco Pirineo		

** Otros espesores, colores o longitudes: Consultar

9.1.3. Cálculo de correas

Para los cálculos realizados en este apartado se pueden consultar [1] y [10]

CÁLCULO DE LAS CORREAS: Verificaciones s/CTE DB SE A.

0. Cargas sobre correas

Para poder dimensionar las correas, es necesario obtener la carga a la que estará sometida cada una de ellas. La carga que le corresponda será función de la distancia entre correas y el área tributaria cubierta por cada una de ellas.

Área tributaria

$$\text{Area} := \begin{pmatrix} 3.52 \\ 4.16 \\ 1.10 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

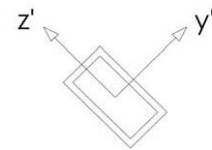
Longitud de cada correa

$$L := \begin{pmatrix} 5 \\ 2.60 \\ 1.17 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Vector auxiliar

$$\text{Aux} := \frac{\text{Area}}{L} = \begin{pmatrix} 0.704 \\ 1.6 \\ 0.94 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Ejes locales de barra



Combinaciones de carga

	z'	y'		z'	y'	
ELU :=	-1.974	-1.125	kPa	-1.366	-0.800	Comb 1
	-2.644	-0.945		-1.812	-0.680	Comb 2
	1.229	-0.400		0.452	-0.680	Comb 3

Situaciones de carga por correa

$$\text{Correa}_{1,ELU} := \text{Aux}_0 \cdot \text{ELU} = \begin{pmatrix} -1.39 \times 10^3 & -792 \\ -1.861 \times 10^3 & -665.28 \\ 865.216 & -281.6 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \quad \text{Correa}_{1,ELS} := \text{Aux}_0 \cdot \text{ELS} = \begin{pmatrix} -961.664 & -563.2 \\ -1.276 \times 10^3 & -478.72 \\ 318.208 & -478.72 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Comb 1
Comb 2
Comb 3

$$\text{Correa}_{2,ELU} := \text{Aux}_1 \cdot \text{ELU} = \begin{pmatrix} -3.158 \times 10^3 & -1.8 \times 10^3 \\ -4.23 \times 10^3 & -1.512 \times 10^3 \\ 1.966 \times 10^3 & -640 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \quad \text{Correa}_{2,ELS} := \text{Aux}_1 \cdot \text{ELS} = \begin{pmatrix} -2.186 \times 10^3 & -1.28 \times 10^3 \\ -2.899 \times 10^3 & -1.088 \times 10^3 \\ 723.2 & -1.088 \times 10^3 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$\text{Correa}_{3,ELU} := \text{Aux}_2 \cdot \text{ELU} = \begin{pmatrix} -1.856 \times 10^3 & -1.058 \times 10^3 \\ -2.486 \times 10^3 & -888.462 \\ 1.155 \times 10^3 & -376.068 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \quad \text{Correa}_{3,ELS} := \text{Aux}_2 \cdot \text{ELS} = \begin{pmatrix} -1.284 \times 10^3 & -752.137 \\ -1.704 \times 10^3 & -639.316 \\ 424.957 & -639.316 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Nota: la nomenclatura de las direcciones de aplicación de la carga es:

z= dirección perpendicular a la pendiente (eje fuerte)

y= dirección paralela a la pendiente (eje débil)

1. Materiales

El acero utilizado en para la ejecución de la estructura tendrá las siguientes características

Criterio de proyecto	S275 JR
Ver Tabla 4.1	si $t < 16$ mm
Resistencia de proyecto	$f_y := 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Módulo de elasticidad	$E := 210 \text{ GPa}$
Módulo de Poisson	$\nu := 0.3$
Densidad	$\rho := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Para obtener la resistencia de cálculo se utilizan coeficientes que minoran la resistencia del acero según la situación de proyecto

Coefficiente de minoración	$\gamma_{M0} := 1.05$
Resistencia de cálculo	$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2.619 \times 10^8 \text{ Pa}$

2. Análisis estructural

Se adoptarán los modelos de comportamiento estructural definidos en la memoria del documento.

El tipo de sección se determinará según la clase resistente a la que pertenezca, definiendo así el método de cálculo utilizado

Para el predimensionado se considerarán perfiles rectangulares de dimensiones:

Largo:	140 mm	$c := 140 \text{ mm}$
Alto:	100 mm	$b := 100 \text{ mm}$
Espesor:	4 mm	$t := 4 \text{ mm}$

Utilizando el procedimiento descrito en el apartado 5.2.4 se determina el tipo de sección

Ver tabla 5.3

Límite esbeltez $\frac{c}{t} = 35$

Flexión simple

$$\text{Clase} := \varepsilon \cdot \begin{pmatrix} 72 \\ 83 \\ 124 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 66.558 \\ 76.727 \\ 114.628 \end{pmatrix}$$

Factor de reducción

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y}}$$

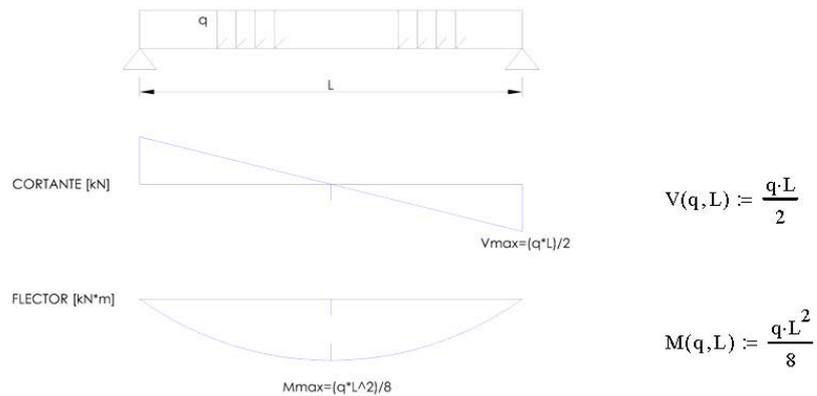
Resultado:
(seleccionar)

CLASE 1: Método
Plástico s/tabla 5.2

3. Estados límite últimos

Antes de comenzar con el método de los estados límite, necesitamos conocer las solicitaciones a las que estarán sometidos nuestros perfiles, en función de las acciones exteriores, para combinación de acciones.

El comportamiento se puede asemejar a una viga biapoyada con una carga uniforme repartida, cuyos diagramas se muestran a continuación.



Para la correa tipo 1

$$M_1 := M(\text{Correa}_1, \text{ELU}, L_0) = \begin{pmatrix} -4.343 \times 10^3 & -2.475 \times 10^3 \\ -5.817 \times 10^3 & -2.079 \times 10^3 \\ 2.704 \times 10^3 & -880 \end{pmatrix} \text{ J} \quad V_1 := V(\text{Correa}_1, \text{ELU}, L_0) = \begin{pmatrix} -3.474 \times 10^3 & -1.98 \times 10^3 \\ -4.653 \times 10^3 & -1.663 \times 10^3 \\ 2.163 \times 10^3 & -704 \end{pmatrix} \text{ N}$$

Para la correa tipo 2

$$M_2 := M(\text{Correa}_2, \text{ELU}, L_1) = \begin{pmatrix} -2.669 \times 10^3 & -1.521 \times 10^3 \\ -3.575 \times 10^3 & -1.278 \times 10^3 \\ 1.662 \times 10^3 & -540.8 \end{pmatrix} \text{ J} \quad V_2 := V(\text{Correa}_2, \text{ELU}, L_1) = \begin{pmatrix} -4.106 \times 10^3 & -2.34 \times 10^3 \\ -5.5 \times 10^3 & -1.966 \times 10^3 \\ 2.556 \times 10^3 & -832 \end{pmatrix} \text{ N}$$

Para la correa tipo 3

$$M_3 := M(\text{Correa}_3, \text{ELU}, L_2) = \begin{pmatrix} -317.567 & -180.984 \\ -425.353 & -152.027 \\ 197.715 & -64.35 \end{pmatrix} \text{ J} \quad V_3 := V(\text{Correa}_3, \text{ELU}, L_2) = \begin{pmatrix} -1.086 \times 10^3 & -618.75 \\ -1.454 \times 10^3 & -519.75 \\ 675.95 & -220 \end{pmatrix} \text{ N}$$

Los momentos máximos y cortantes máximos para cualquier correa y cualquier hipótesis se determinan con la siguiente expresión:

$$M_{\max.ELU,y} := \left| \min(M_1^{(0)}, M_2^{(0)}, M_3^{(0)}) \right| = 5.817 \times 10^3 \text{ J} \quad V_{\max.ELU,z} := \left| \min(V_1^{(0)}, V_2^{(0)}, V_3^{(0)}) \right| = 5.5 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_{\max.ELU,z} := \left| \min(M_1^{(1)}, M_2^{(1)}, M_3^{(1)}) \right| = 2.475 \times 10^3 \text{ J} \quad V_{\max.ELU,y} := \left| \min(V_1^{(1)}, V_2^{(1)}, V_3^{(1)}) \right| = 2.34 \times 10^3 \text{ N}$$

3.1 Resistencia de la sección

Comenzamos calculando la **resistencia de la sección** según se describe en el apartado 6.2. Para ello utilizaremos como datos de partida las características geométricas y de resistencia de la sección citada en el apartado anterior.

Características del perfil inicial

$$A := 18.1 \text{ cm}^2$$

$$I_y := 504 \text{ cm}^4 \quad W_{pl,y} := 86.4 \text{ cm}^3$$

$$I_z := 300 \text{ cm}^4 \quad W_{pl,z} := 68.7 \text{ cm}^3$$

- Resistencia a tracción

No procede ya que el perfil no está sometido a esta sollicitación

- Resistencia a cortante

Determinaremos el área relativa a cortante según la dirección del esfuerzo

$$A_{v,z} := 2 \cdot c \cdot t = 1.12 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{v,y} := 2 \cdot b \cdot t = 8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Se expresará el aprovechamiento de la sección según la dirección

Dirección paralela

$$\eta_{V,y} := V_{\max.ELU,y} \cdot \frac{\sqrt{3}}{A_{v,y} \cdot f_{yd}} = 0.019$$

Dirección perpendicular

$$\eta_{V,z} := V_{\max.ELU,z} \cdot \frac{\sqrt{3}}{A_{v,z} \cdot f_{yd}} = 0.032$$

- Resistencia a compresión

No procede ya que el perfil no está sometido a esta sollicitación

- Resistencia a combinación de esfuerzos (N+M)

Se expresará el aprovechamiento total de la sección teniendo en cuenta las solicitaciones actuando de forma simultánea en ambas direcciones

Aunque se conoce que el máximo flector en cada dirección no se produce para la misma combinación de acciones ni para la misma correa, se procederá a su interacción para permanecer del lado de la seguridad

$$\eta_{c.N.M} := \frac{M_{\max.ELU.z}}{W_{pl.z} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{\max.ELU.y}}{W_{pl.y} \cdot f_{yd}} = 0.395$$

- Resistencia a combinación de esfuerzos (M+V)

No procede, ya que el cortante de cálculo no supera el 50% de la resistencia a cortante de la sección

3.1 Resistencia de la barra

- Resistencia a tracción

No procede. La pieza no está sometida a tracción.

- Resistencia a compresión

No procede. La pieza no está sometida a compresión

- Resistencia a flexión

Se estudiará la posibilidad de que exista pandeo lateral.

$$G := \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$I_T := 599 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 3 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$C_1 := 1$$

$$i_{f.z} := 4.07 \text{ cm}$$

$$W_{el.y} := 71.9 \text{ cm}^3$$

Momento crítico elástico de pandeo lateral

$$M_{LTW} := W_{el.y} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_1 \cdot i_{f.z}^2}{L^2} \right)$$

$$M_{LTV} := \frac{C_1 \cdot \pi \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z}}{\tau}$$

$$M_{CR} := \sqrt{(M_{LTW}^2 + M_{LTV}^2)} = \begin{pmatrix} 3.47 \times 10^5 \\ 6.681 \times 10^5 \\ 1.493 \times 10^6 \end{pmatrix} \text{ J}$$

Esbeltéz relativa frente a pandeo lateral

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{CR}}} = \begin{pmatrix} 0.262 \\ 0.189 \\ 0.126 \end{pmatrix}$$

Factor de reducción para el pandeo lateral

$$\alpha_{LT} := 0.76$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2 \right]$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \begin{pmatrix} 0.952 \\ 1.009 \\ 1.061 \end{pmatrix}$$

Aprovechamiento frente a pandeo lateral

$$\eta_{LT,z} := \frac{M_{\max,ELU,z}}{(\chi_{LT} \cdot W_{pl,z} \cdot f_{yd})} = \begin{pmatrix} 0.144 \\ 0.136 \\ 0.13 \end{pmatrix}$$

$$\eta_{LT,x} := \frac{M_{\max,ELU,y}}{(\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd})} = \begin{pmatrix} 0.27 \\ 0.255 \\ 0.242 \end{pmatrix}$$

- Resistencia con interacción de esfuerzos

No procede. La pieza no está sometida a interacción de esfuerzos

3. Estados límite de servicio

Según el apartado 4.3.3 del CTE DB SE el límite de flecha aplicable será de L/300

Cálculo de límites

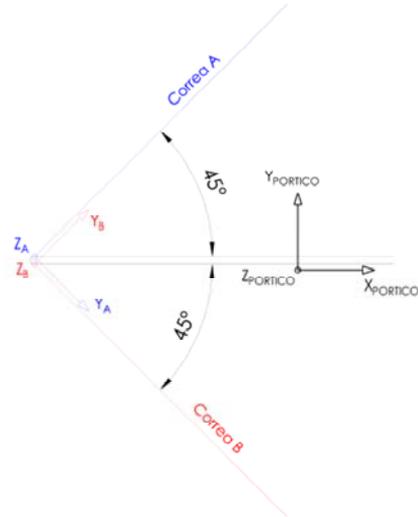
$$L_{300} := \frac{L}{300} = \begin{pmatrix} 0.017 \\ 8.667 \times 10^{-3} \\ 3.9 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\text{Correa}_{ELS} := \begin{pmatrix} \text{Correa}_{1,ELS} \\ \text{Correa}_{2,ELS} \\ \text{Correa}_{3,ELS} \end{pmatrix}$$

Dado que los pórticos principales NO se encuentran formando 90° con las correas (como es habitual), sino que forman 45°, las reacciones producidas por 2 correas en 1 nudo se obtienen de aplicar otro cambio de ejes, esta vez mediante un giro de 45° sobre el eje Z, apareciendo nuevas componentes en Y

$$\beta := 45\text{deg}$$

$$R_{1P} := \text{for } i \in 0, 1, 2 \begin{cases} \text{for } j \in 0 \\ R_{1P_{i,j}} \leftarrow R_{1_{i,j}} \cdot 2 \\ \text{for } j \in 1 \\ R_{1P_{i,j}} \leftarrow 0 \\ \text{for } j \in 2 \\ R_{1P_{i,j}} \leftarrow R_{1_{i,j-1}} \cdot 2 \cdot \cos(\beta) \end{cases}$$

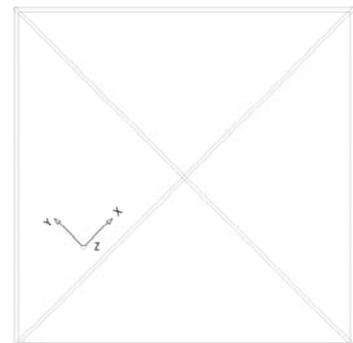


$$R_{2P} := \text{for } i \in 0, 1, 2 \begin{cases} \text{for } j \in 0 \\ R_{2P_{i,j}} \leftarrow R_{2_{i,j}} \cdot 2 \\ \text{for } j \in 1 \\ R_{2P_{i,j}} \leftarrow 0 \\ \text{for } j \in 2 \\ R_{2P_{i,j}} \leftarrow R_{2_{i,j-1}} \cdot 2 \cdot \cos(\beta) \end{cases}$$

$$R_{3P} := \text{for } i \in 0, 1, 2 \begin{cases} \text{for } j \in 0 \\ R_{3P_{i,j}} \leftarrow R_{3_{i,j}} \cdot 2 \\ \text{for } j \in 1 \\ R_{3P_{i,j}} \leftarrow 0 \\ \text{for } j \in 2 \\ R_{3P_{i,j}} \leftarrow R_{3_{i,j-1}} \cdot 2 \cdot \cos(\beta) \end{cases}$$

Nota: esta forma de sumar las fuerzas duplica las acciones de viento en los nudos, ya que el viento solo sopla en una dirección, por lo que nos encontraríamos del lado de la seguridad.

	Z	Y	X	
$R_{1P} =$	$\begin{pmatrix} -7.713 \times 10^3 \\ -8.933 \times 10^3 \\ 2.063 \times 10^3 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.494 \times 10^3 \\ 2.99 \times 10^3 \\ -2.867 \times 10^3 \end{pmatrix}$	Comb 1 N Comb 2 Comb 3
$R_{2P} =$	$\begin{pmatrix} -9.116 \times 10^3 \\ -1.056 \times 10^4 \\ 2.439 \times 10^3 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.766 \times 10^3 \\ 3.534 \times 10^3 \\ -3.388 \times 10^3 \end{pmatrix}$	N
$R_{3P} =$	$\begin{pmatrix} -2.41 \times 10^3 \\ -2.792 \times 10^3 \\ 644.811 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 466.95 \\ 934.45 \\ -895.95 \end{pmatrix}$	N



Reacciones TOTALES sobre los nudos de los pórticos para cada combinación de acciones.

9.1.4. Cálculo de pórticos originales

9.1.4.1. Introducción de datos

9.1.4.1.1. Nudos

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N1	0.780	0.000	0.000	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N2	-0.780	0.000	0.000	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N3	0.780	0.000	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N4	-0.780	0.000	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N5	0.780	0.000	4.675	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N6	-0.780	0.000	4.675	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N7	3.408	0.000	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N8	-3.408	0.000	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N9	1.820	0.000	3.455	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N10	-1.820	0.000	3.455	-	-	-	-	-	-	Empotrado

9.1.4.1.2. Barras

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero conformado	S275	N8/N4	N8/N7	# 10.0x5.0x8.59 (#)	2.628	1.00	1.00	-	-
		N4/N3	N8/N7	# 10.0x5.0x8.59 (#)	1.560	1.00	1.00	-	-
		N3/N7	N8/N7	# 10.0x5.0x8.59 (#)	2.628	1.00	1.00	-	-
		N4/N6	N4/N6	# 10.0x5.0x8.59 (#)	2.225	1.00	1.00	-	-
		N3/N5	N3/N5	# 10.0x5.0x8.59 (#)	2.225	1.00	1.00	-	-
		N1/N3	N1/N3	# 100x16.98 (#)	2.450	2.00	2.00	-	-
		N2/N4	N2/N4	# 100x16.98 (#)	2.450	2.00	2.00	-	-
		N8/N10	N8/N10	# 50x5.45 (#)	1.879	1.00	1.00	-	-
		N10/N6	N10/N6	# 50x5.45 (#)	1.603	1.00	1.00	-	-
		N6/N5	N6/N5	# 50x5.45 (#)	1.560	1.00	1.00	-	-
		N9/N5	N9/N5	# 50x5.45 (#)	1.603	1.00	1.00	-	-
		N7/N9	N7/N9	# 50x5.45 (#)	1.879	1.00	1.00	-	-
		N3/N9	N3/N9	# 50x5.45 (#)	1.446	1.00	1.00	-	-
		N4/N10	N4/N10	# 50x5.45 (#)	1.446	1.00	1.00	-	-

Notación:
Ni: Nudo inicial
Nf: Nudo final
 β_{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'
 β_{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'
Lb_{Sup.}: Separación entre arriostramientos del ala superior
Lb_{Inf.}: Separación entre arriostramientos del ala inferior

9.1.4.1.3. Cargas en nudos

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (kN)	Dirección		
			X	Y	Z
N5	COMB 1	1.79	0.000	0.000	-1.000
N5	COMB 1	0.35	-1.000	0.000	0.000
N5	COMB 2y3	0.48	0.000	0.000	1.000
N5	COMB 2y3	0.63	1.000	0.000	0.000
N6	COMB 1	1.79	0.000	0.000	-1.000
N6	COMB 1	0.35	1.000	0.000	0.000
N6	COMB 2y3	2.07	0.000	0.000	-1.000
N6	COMB 2y3	0.69	1.000	0.000	0.000
N7	COMB 1	5.74	0.000	0.000	-1.000
N7	COMB 1	1.11	-1.000	0.000	0.000
N7	COMB 2y3	1.53	0.000	0.000	1.000
N7	COMB 2y3	2.12	1.000	0.000	0.000
N8	COMB 1	5.74	0.000	0.000	-1.000
N8	COMB 1	1.11	1.000	0.000	0.000
N8	COMB 2y3	6.62	0.000	0.000	-1.000
N8	COMB 2y3	2.22	1.000	0.000	0.000
N9	COMB 1	6.75	0.000	0.000	-1.000
N9	COMB 1	1.31	-1.000	0.000	0.000
N9	COMB 2y3	1.81	0.000	0.000	1.000
N9	COMB 2y3	2.51	1.000	0.000	0.000
N10	COMB 1	6.75	0.000	0.000	-1.000
N10	COMB 1	1.31	1.000	0.000	0.000
N10	COMB 2y3	7.82	0.000	0.000	-1.000
N10	COMB 2y3	2.62	1.000	0.000	0.000

9.1.4.2. Resultados

9.1.4.2.1. ELU

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$NM_y M_z$	$NM_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
N8/N4	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 16.0$	x: 2.628 m $\eta = 71.8$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 2.628 m $\eta = 2.8$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 2.628 m $\eta = 83.8$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 83.8$
N4/N3	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 9.2$	x: 0 m $\eta = 32.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 3.5$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 35.0$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 35.0$
N3/N7	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 1.1$	$\eta = 15.4$	x: 0 m $\eta = 69.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 2.628 m $\eta = 2.7$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 70.2$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 70.2$
N4/N6	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 16.5$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 64.1$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta = 5.2$	N.P. ⁽⁴⁾	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 89.0$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 89.0$
N3/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 2.225 m $\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 15.4$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 64.2$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta = 5.2$	N.P. ⁽⁴⁾	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 64.8$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 64.8$
N1/N3	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 2.45 m $\eta = 2.2$	x: 0 m $\eta = 11.6$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 2.45 m $\eta = 46.2$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta = 4.3$	N.P. ⁽⁴⁾	$\eta < 0.1$	x: 2.45 m $\eta = 48.3$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 48.3$
N2/N4	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 17.6$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 2.45 m $\eta = 47.1$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta = 4.4$	N.P. ⁽⁴⁾	$\eta < 0.1$	x: 2.45 m $\eta = 70.9$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 70.9$
N8/N10	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.879 m $\eta = 8.1$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	x: 0 m $\eta = 28.3$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 1.8$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 35.4$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 35.4$
N10/N6	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.603 m $\eta = 10.9$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	x: 1.603 m $\eta = 14.6$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 1.603 m $\eta = 0.5$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.603 m $\eta = 23.1$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 23.1$
N6/N5	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 6.8$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	x: 0 m $\eta = 91.3$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 7.8$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 94.7$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 94.7$
N9/N5	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.603 m $\eta = 10.9$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	x: 1.603 m $\eta = 14.4$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 0.6$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.603 m $\eta = 16.3$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 16.3$
N7/N9	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.879 m $\eta = 8.1$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	x: 0 m $\eta = 28.3$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 1.879 m $\eta = 1.9$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 28.5$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 28.5$
N3/N9	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.446 m $\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 0 m $\eta = 70.8$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 1.446 m $\eta = 4.4$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 72.5$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 72.5$
N4/N10	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.446 m $\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 4.5$	x: 0 m $\eta = 71.6$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 4.4$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 78.5$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE $\eta = 78.5$

Notación:
 $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez
 λ_w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N_t : 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
 $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 $NM_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados
 $NM_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 $M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 $M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
x: Distancia al origen de la barra
 η : 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.
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
⁽⁴⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽⁷⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

9.1.4.2.2. ELS

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N8/N7	0.000	0.00	1.877	13.72	0.000	0.00	4.939	13.84
	-	L(>1000)	1.877	L/251.0	-	L(>1000)	1.877	L/252.1
N4/N6	0.556	3.95	0.000	0.00	0.556	3.98	0.000	0.00
	0.556	L/435.4	-	L(>1000)	0.556	L/436.5	-	L(>1000)
N3/N5	0.556	3.99	0.000	0.00	0.556	3.98	0.000	0.00
	0.556	L/434.7	-	L(>1000)	0.556	L/435.7	-	L(>1000)
N1/N3	1.838	1.44	0.000	0.00	1.838	1.48	0.000	0.00
	1.838	L(>1000)	-	L(>1000)	1.838	L(>1000)	-	L(>1000)
N2/N4	1.838	1.48	0.000	0.00	1.838	1.47	0.000	0.00
	1.838	L(>1000)	-	L(>1000)	1.838	L(>1000)	-	L(>1000)
N8/N10	0.000	0.00	0.564	1.17	0.000	0.00	0.564	1.23
	-	L(>1000)	0.564	L(>1000)	-	L(>1000)	0.564	L(>1000)
N10/N6	0.000	0.00	0.802	1.40	0.000	0.00	0.802	1.40
	-	L(>1000)	0.802	L(>1000)	-	L(>1000)	0.802	L(>1000)
N6/N5	0.000	0.00	1.170	1.75	0.000	0.00	1.170	1.73
	-	L(>1000)	1.170	L/449.0	-	L(>1000)	1.170	L/451.1
N9/N5	0.000	0.00	0.802	1.36	0.000	0.00	0.802	1.41
	-	L(>1000)	0.802	L(>1000)	-	L(>1000)	0.802	L(>1000)
N7/N9	0.000	0.00	0.564	1.24	0.000	0.00	0.564	1.24
	-	L(>1000)	0.564	L(>1000)	-	L(>1000)	0.564	L(>1000)
N3/N9	0.000	0.00	0.542	3.34	0.000	0.00	0.542	3.36
	-	L(>1000)	0.542	L/433.4	-	L(>1000)	0.542	L/435.0
N4/N10	0.000	0.00	0.542	3.34	0.000	0.00	0.542	3.35
	-	L(>1000)	0.542	L/432.9	-	L(>1000)	0.542	L/434.5

9.1.5. Cálculo de la cimentación

Para los cálculos realizados en este apartado se pueden consultar [7] y [8]

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

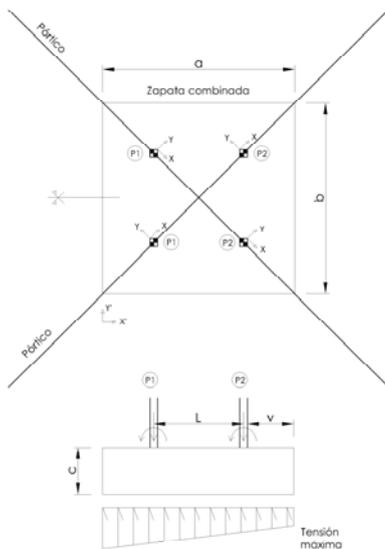
1. Datos iniciales

Se muestran los coeficientes de mayoración de acciones y simultaneidad en las siguientes expresiones que recogen la información.

Geometría	Acero	Terreno	Hormigón	Coefficientes
$a := 2.5\text{m}$	$500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\sigma_{\text{adm}} := 0.2\text{MPa}$	$\rho_{\text{H}} := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	$\gamma_{\text{R,H}} := 3$
$c := 0.9\text{m}$	$f_{\text{yd}} := 1.15$	$\phi := 25\text{deg}$	$\gamma_{\text{H}} := 1.5$	$\gamma_{\text{R,d}} := 1.5$
$L := 1.17\text{m}$				$\gamma_{\text{R,v}} := 1$

2. Cargas a cimentación

Los vectores que a continuación se representan muestran los esfuerzos que llegan a la cimentación para cada hipótesis de carga según los ejes locales del pórtico. Se han considerado 2 situaciones posibles, la primera es cuando la nieve actúa como principal (subíndices 1) y la segunda cuando el viento actúa como acción principal (subíndices 2)



$$R_1 := \begin{pmatrix} x & y & z \\ -0.12 & 0 & 20.80 \\ 0.12 & 0 & 20.80 \end{pmatrix} \text{kN} \quad M_1 := \begin{pmatrix} x & y & z \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \text{m}\cdot\text{kN}$$

$$R_2 := \begin{pmatrix} x & y & z \\ -7.30 & 0 & 31.60 \\ -7.30 & 0 & -11.25 \end{pmatrix} \text{kN} \quad M_2 := \begin{pmatrix} x & y & z \\ 0 & -8.10 & 0 \\ 0 & -8.10 & 0 \end{pmatrix} \text{m}\cdot\text{kN}$$

Los esfuerzos de cada pórtico necesitan ser cambiado a ejes globales de la cimentación. Para ello se descompondrá cada reacción obtenida en el apartado anterior en los ejes globales del cimiento. Notese que los esfuerzos de reacciones y momentos en la dirección del eje X' se anulan por simetría. La cimentación se puede dimensionar atendiendo solo a la dirección de Y'

Para realizar el cambio de ejes se utilizará la matriz de paso "T". Los resultados de la operación de cambio de ejes será concordante con el sistema de referencia representado en el dibujo.

$$\alpha := 45\text{deg} \quad T := \begin{pmatrix} \cos(\alpha) & -\sin(\alpha) & 0 \\ \sin(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Esfuerzos referidos a los ejes principales de la cimentación

$$N_{\text{comb1}} := (T \cdot R_1^T)^T = \begin{pmatrix} -84.853 & -84.853 & 2.08 \times 10^4 \\ 84.853 & 84.853 & 2.08 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{N}$$

$$M_{\text{comb1}} := (T \cdot M_1^T)^T = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$N_{\text{comb2}} := (T \cdot R_2^T)^T = \begin{pmatrix} -5.162 \times 10^3 & -5.162 \times 10^3 & 3.16 \times 10^4 \\ -5.162 \times 10^3 & -5.162 \times 10^3 & -1.125 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{N}$$

$$M_{\text{comb2}} := (T \cdot M_2^T)^T = \begin{pmatrix} 5.728 \times 10^3 & -5.728 \times 10^3 & 0 \\ 5.728 \times 10^3 & -5.728 \times 10^3 & 0 \end{pmatrix} \text{J}$$

2. Dimensiones

A continuación, se obtendrán las dimensiones para no superar los límites de la capacidad portante del terreno. Para conseguir el equilibrio, debido a la poca entidad de la estructura se necesita tener en cuenta el peso del cemento, ya que será este el que centre la carga debida a excentricidades. Dada la simetría de las cargas, **el proceso de cálculo solo se realizará en media zapata**, cortando por el eje de simetría

$$P_H := \rho_H \cdot a \cdot \frac{a}{2} \cdot c \cdot g = 6.895 \times 10^4 \text{N}$$

Situación del CDG para conseguir un reparto uniforme. Referido siempre a P1

Valor de entrada $x := 0.5 \text{m}$

Dado

$$N_{\text{comb1}_{0,2}} \cdot x + M_{\text{comb1}_{0,0}} - N_{\text{comb1}_{1,2}} \cdot (L - x) + M_{\text{comb1}_{1,0}} - P_H \left(\frac{L}{2} - x \right) = 0$$

$X_1 := \text{Find}(x) = 0.585 \text{m}$

Dado

$$N_{\text{comb2}_{0,2}} \cdot x + M_{\text{comb2}_{0,0}} - N_{\text{comb2}_{1,2}} \cdot (L - x) + M_{\text{comb2}_{1,0}} - P_H \left(\frac{L}{2} - x \right) = 0$$

$X_2 := \text{Find}(x) = 0.176 \text{m}$

2. Comprobaciones

Se comprobará y se obtendrán los armados de la cimentación para no superar los límites de la capacidad portante del terreno.

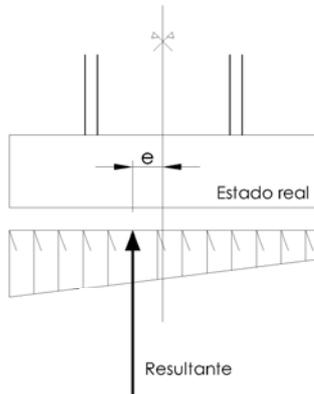
2.1 Presión de hundimiento

Para la combinación 1, dado que la carga se encuentra perfectamente centrada, es suficiente con aplicar el concepto de presión.

$$\sigma_1 := \frac{N_{\text{comb1}_{0,2}} + N_{\text{comb2}_{1,2}} + P_H}{a \cdot \frac{a}{2}} = 2.512 \times 10^4 \text{Pa}$$

$$\eta_{h1} := \frac{\sigma_1 \cdot \gamma_{R.H}}{\sigma_{\text{adm}}} = 0.377$$

En el caso de la combinación 2, si mantenemos la zapata centrada, tendremos un aumento lineal de tensiones hacia el pilar 1.



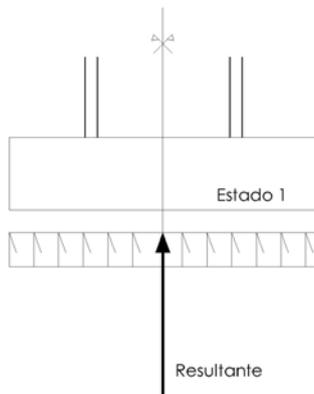
Como se puede observar en la figura las tensiones máximas se encuentran en el extremo de la zapata combinada. Para evitar superar esas tensiones, se calculará la máxima tensión ejercida y se comparará con la máxima tensión disponible

La excentricidad se puede obtener fácilmente, conocida la posición del CDG

$$e := \frac{L}{2} - X_2 = 0.409 \text{ m}$$

La tensión debida al estado equilibrado se calcula como:

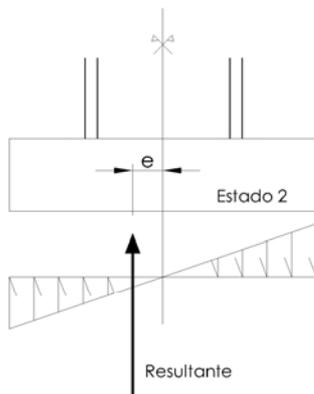
$$\sigma_c := \frac{(N_{\text{comb}2_{0,2}} + N_{\text{comb}2_{1,2}} + P_H)}{a \cdot \frac{a}{2}} = 2.858 \times 10^4 \text{ Pa}$$



La tensión debida al giro se puede obtener de forma análoga a la tensión generada por un momento flector en una sección:

$$I := \frac{\left(\frac{a}{2}\right) \cdot (a)^3}{12} \quad y_{\text{max}} := \frac{a}{2}$$

$$\sigma_g := \frac{(N_{\text{comb}2_{0,2}} + N_{\text{comb}2_{1,2}} + P_H) \cdot e \cdot y_{\text{max}}}{I} = 2.805 \times 10^4 \text{ Pa}$$



La composición de tensiones nos produce el siguiente resultado:

$$\sigma_{2,\text{max}} := \sigma_c + \sigma_g = 5.663 \times 10^4 \text{ Pa} \quad \sigma_{2,\text{min}} := \sigma_c - \sigma_g = 527.775 \text{ Pa}$$

Así el resultado del aprovechamiento del terreno es el siguiente:

$$\eta_{h,2} := \frac{\sigma_{2,\text{max}} \cdot R.H}{\sigma_{\text{adm}}} = 0.849$$

2.2 Vuelco

La condición para evitar el vuelco de una cimentación es que los momentos estabilizantes sean superiores a los desestabilizantes. En nuestro caso se puede comprobar que si la resultante de fuerzas no tiene una excentricidad mayor que 1/6 del largo de la zapata, la resultante se mantendrá dentro del núcleo central, evitando el vuelco.

$$e_{\max} := \frac{a}{6} = 0.417 \text{ m} \quad \text{No se produce vuelco}$$
$$e = 0.409 \text{ m}$$

No obstante se calcularán los momentos para asegurar el correcto dimensionado

$$M_{\text{est}} := N_{\text{comb}2_{0,2}} \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{L}{2} \right) + P_H \cdot \frac{a}{2} = 1.072 \times 10^5 \text{ J}$$

$$M_{\text{des}} := N_{\text{comb}2_{1,2}} \cdot \left(\frac{a}{2} + \frac{L}{2} \right) - M_{\text{comb}2_{0,0}} - M_{\text{comb}2_{0,1}} = -2.064 \times 10^4 \text{ J}$$

$$\eta_{\text{vuelco}} := \frac{|M_{\text{des}}|}{M_{\text{est}}} = 0.193$$

$$\gamma_{\text{vuelco}} := \frac{1}{\eta_{\text{vuelco}}} = 5.193$$

Se comprueba que el momento estabilizante es mayor que el desestabilizante. No existe vuelco con alto coeficiente de seguridad. Nota: la combinación 1 no produce desestabilización alguna.

2.3. Deslizamiento

La condición para evitar el deslizamiento esta relacionada con el tipo de terreno, las acciones horizontales y las verticales. Para evitar el deslizamiento la relación que a continuación se muestra debe ser mayor de $\gamma.R.d$

$$R_v := \left| N_{\text{comb}2_{0,2}} + P_H + N_{\text{comb}2_{1,2}} \right| = 8.93 \times 10^4 \text{ N}$$

$$R_h := \left| N_{\text{comb}2_{0,1}} + N_{\text{comb}2_{1,2}} \right| = 1.641 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\gamma_d := \frac{\tan(\phi) \cdot R_v}{R_h} = 2.537$$

$$\eta_d := \frac{1}{\gamma_d} = 0.394$$

No se produce deslizamiento con una seguridad de mas del 200%. Nota: la combinación 1 no dispone de esfuerzos horizontales suficientes.

2.4. Capacidad estructural del cimiento

En este apartado se realizará el armado interno del cimiento, atendiendo a la resistencia en límite elástico de los materiales que lo componen

La zapata combinada se comporta como una viga biapoyada con 2 voladizos en los extremos. Los **momentos por metro lineal** de cimentación serán:

$$M_{d.sup} := \gamma_H \cdot \frac{\sigma_{adm} \left(\frac{a}{2} - \frac{L}{2} \right)^2}{2} \cdot m = 6.633 \times 10^4 \text{ J}$$

$$M_{d.inf} := \gamma_H \cdot \left[\frac{\sigma_{adm} \cdot (L)^2}{8} - \frac{\sigma_{adm} \left(\frac{a}{2} - \frac{L}{2} \right)^2}{2} \right] \cdot m = -1.5 \times 10^4 \text{ J}$$

El armado en las 2 direcciones requerirá un área por metro lineal de:

$$A_{s.sup} := \frac{M_{d.sup}}{0.8 \cdot c \cdot f_{yd}} = 2.119 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s.inf} := \left| \frac{M_{d.inf}}{0.8 \cdot c \cdot f_{yd}} \right| = 4.792 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Seleccionando un tipo de redondo para la cara superior y otro para la cara inferior de la siguiente tabla, obtendremos la cantidad de redondos a colocar en cada cara y cada dirección.

Tabla de pesos y secciones para redondos corrugados		
Díámetro mm	Peso kg/m	Sección mm ²
6	0,222	28,3
8	0,395	50,3
10	0,617	78,5
12	0,888	113
14	1,21	154
16	1,58	201
20	2,47	314
25	3,85	491
32	6,31	804
40	9,86	1260

$$\phi_{sup} := 201 \text{ mm}^2 \quad \phi_{inf} := 201 \text{ mm}^2$$

$$n_{sup} := \left(\frac{A_{s.sup}}{\phi_{sup}} \right) \cdot \frac{1}{m} = 1.054 \frac{1}{m} \quad N_{ini.sup} := \text{ceil}(n_{sup} \cdot a) = 3$$

$$n_{inf} := \left(\frac{A_{s.inf}}{\phi_{inf}} \right) \cdot \frac{1}{m} = 0.238 \frac{1}{m} \quad N_{ini.inf} := \text{ceil}(n_{inf} \cdot a) = 1$$

Comprobaremos además la cuantía mínima de acero en la sección total del cimiento. (2 por 1000)

$$N_{\min.\text{sup}} := \text{ceil}\left(\frac{\frac{2}{1000} \cdot a \cdot \frac{c}{2}}{\phi_{\text{sup}}}\right) = 12 \quad N_{\min.\text{inf}} := \text{ceil}\left(\frac{\frac{2}{1000} \cdot a \cdot \frac{c}{2}}{\phi_{\text{inf}}}\right) = 12$$

Finalmente la cantidad de armado se indica en la siguiente expresión:

$$N_{\text{sup}} := \max(N_{\text{ini.sup}}, N_{\min.\text{sup}}) = 12 \quad \eta_{\text{sup}} := \frac{N_{\text{ini.sup}}}{N_{\text{sup}}} = 0.25$$

$$N_{\text{inf}} := \max(N_{\text{ini.inf}}, N_{\min.\text{inf}}) = 12 \quad \eta_{\text{inf}} := \frac{N_{\text{ini.inf}}}{N_{\text{inf}}} = 0.083$$

Por último comprobaremos el espacio restante entre redondos para asegurar el paso de los áridos gruesos.

$$d_{\text{sup}} := \frac{\left(a - 2 \cdot 5\text{cm} - N_{\text{sup}} \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot \phi_{\text{sup}}}{\pi}}\right)}{N_{\text{sup}} - 1} = 0.201 \text{ m}$$

$$d_{\text{inf}} := \frac{\left(a - 2 \cdot 5\text{cm} - N_{\text{inf}} \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot \phi_{\text{inf}}}{\pi}}\right)}{N_{\text{inf}} - 1} = 0.201 \text{ m}$$

Finalmente los resultados son:

- Zapata de 2.50 x 2.50 m
- Armado superior # 16 c/20 cm
- Armado inferior # 16 c/20 cm

9.1.6. Cálculo de la placa de anclaje

Para los cálculos realizados en este apartado se pueden consultar [4], [13] y [3]

CÁLCULO DE BASA DE PILAR CENTRADO

1. Datos iniciales

Se muestran los datos iniciales necesarios para las comprobaciones

Geometría	Acero	Terreno	Hormigón	Coefficientes
$a := 0.1\text{m}$	$f_y := 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\sigma_{\text{adm}} := 0.2\text{MPa}$	$\rho_H := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	$\beta_j := \frac{2}{3}$
$b := 0.1\text{m}$		$\phi := 25\text{deg}$		
$A := 0.30\text{m}$	$\gamma_a := 1.15$		$\gamma_H := 1.5$	
$B := 0.30\text{m}$				
$t_p := 20\text{mm}$	$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_a} = 2.391 \times 10^8 \text{ Pa}$		$f_{ck} := 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
$h := 0.9\text{m}$	$E := 210\text{GPa}$		$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_H} = 1.667 \times 10^7 \text{ Pa}$	
$t_f := 6\text{mm}$				
$d_{\text{borde}} := 45\text{mm}$				
$t_c := 6\text{mm}$				

2. Cargas a cimentación

Los esfuerzos de cálculo que llegan hasta la cimentación se recogen en los siguientes vectores:

$\text{Axil} := 25.25\text{kN}$ $\text{Flector} := 12.90\text{m}\cdot\text{kN}$

3. Verificaciones

3.1 Resistencia portante del hormigón

Se comprueba que la resistencia del hormigón no sea superada debido a los efectos de las concentraciones de tensiones.

Factor de concentración de tensiones

$$a_1 := \min \left[a + 2 \cdot \left(\frac{A - a}{2} \right), 5 \cdot a, (a + h) \right] = 0.3\text{m}$$

$$b_1 := \min \left[b + 2 \cdot \left(\frac{B - b}{2} \right), 5 \cdot b, (b + h) \right] = 0.3\text{m}$$

$$k_j := \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = 3$$

$$f_{jd} := \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = 3.333 \times 10^7 \text{ Pa} \quad f_{jd,\text{max}} := 3.3 \cdot f_{cd} = 5.5 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$\eta_{f_{jd}} := \frac{f_{jd}}{f_{jd,\text{max}}} = 0.606$$

Siguiendo las recomendaciones del EC-3:

- No superar la resistencia portante del hormigón
- Momento resistente por unidad de longitud:

$$m_u := \frac{t_f^2 \cdot f_y}{6} = 1.65 \times 10^3 \text{ N}$$

- Utilizar como máximo un ancho desde el perfil soldado de "c" para la consideración de la superficie portante

$$c := t_f \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd}}} = 9.95 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La capacidad portante de la placa de asiento será:

$$\text{Casquillo}_1 := (2c + t_f)(2c + a) = 3.105 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{Casquillo}_2 := (2c + t_f)(b - 2c) = 2.075 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{Sup} := 2\text{Casquillo}_1 + 2\text{Casquillo}_2$$

$$N_{\max} := f_{jd} \cdot \text{Sup} = 3.453 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\eta_N := \frac{\text{Axil}}{N_{\max}} = 0.073$$

3.2 Comprobación de las dimensiones de la placa

Para determinar la ley de repartición de presiones se determinará previamente la excentricidad del equivalente de los esfuerzos en la base.

$$e := \frac{\text{Flector}}{\text{Axil}} = 0.511 \text{ m} \quad e_{\text{limite}} := 0.375 \cdot A = 0.113 \text{ m}$$

Como la excentricidad es alta, se utilizará una ley de reparto de presiones cercana a la zona del borde comprimido y traccionados los anclajes.

Referenciar libro de Argülles

$$\sigma_{b.\text{min.Sb}} := \frac{4 \left[\text{Flector} + \text{Axil} \cdot \left[\left(\frac{A}{2} \right) - d_{\text{borde}} \right] \right]}{A \cdot B \cdot (0.875 \cdot A - d_{\text{borde}})} = 3.178 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$Z_{\text{max.Sd}} := -\text{Axil} + \frac{\text{Flector} + \text{Axil} \cdot \left(\frac{A}{2} - d_{\text{borde}} \right)}{0.875 \cdot A - d_{\text{borde}}} = 4.625 \times 10^4 \text{ N}$$

$$A_{\text{min}} := \frac{0.70\text{Axil} + \sqrt{0.49 \cdot \text{Axil}^2 + 5.8 \cdot \text{Flector} \cdot (2c + t_c) \cdot f_{jd}}}{0.725 \cdot (2c + t_p) \cdot f_{jd}} \quad A_{\text{min}} = 0.283 \text{ m}$$

$$\eta_a := \frac{A_{\text{min}}}{A} = 0.942$$

3.3 Anclajes

Se decide utilizar pernos con patilla a 90°

Comprobación de la longitud del perno para transmitir todo el esfuerzo al cimiento antes de romper:

$$\phi_a := 12 \text{ mm}$$

$$f_p := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot \phi_a^2}{4}$$

$$\tau_{bm} := \frac{0.36 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}}}{\gamma_H} = 1.2 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$n := 4$$

$$l_b := \frac{0.8 \cdot \frac{f_p \cdot A_s}{\gamma_a}}{\pi \cdot \phi_a \cdot \tau_{bm}} = 0.87 \text{ m}$$

$$l_a := l_b \cdot 0.7 = 0.609 \text{ m} \quad l_p := 5 \cdot \phi_a = 0.06 \text{ m}$$

Comprobación de la rotura por tracción

$$T_{p.Sd.max} := 0.9 \cdot f_p \cdot \frac{A_s}{\gamma_{M2}} = 4.072 \times 10^4 \text{ N}$$

$$T_{p.Sd} := \frac{Z_{max.Sd}}{\frac{n}{2}} = 2.312 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\eta_p := \frac{T_{p.Sd}}{T_{p.Sd.max}} = 0.568$$

3.4 Espesor de la placa

1. Procedimiento de la viga ficticia, considerando que se colocarán rigidizadores para garantizar el reparto de tensiones en la zona más cercana al borde.

Los esfuerzos en el vano y en el voladizo de una viga ficticia (1 mm de ancho), se pueden obtener de las siguientes expresiones. Se utilizará el máximo para el dimensionado del espesor.

$$M_{vano} := \frac{B \cdot (2 \cdot b - B) \cdot \sigma_{b.min.Sb}}{8} \quad M_{voladizo} := \frac{(B - b)^2 \cdot \sigma_{b.min.Sb}}{8}$$

$$M_{max.Sd} := \max(|M_{vano}|, |M_{voladizo}|) = 1.589 \times 10^4 \text{ N}$$

$$t_{p.1} := \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max.Sd}}{f_{yd}}}$$

$$t_{p.1} = 0.02 \text{ m}$$

2. Procedimiento de la resistencia portante de aplicación en la zona de las cartelas. Se comprobará el espesor necesario para equilibrar la resultante total del volumen de compresiones en la zona de las cartelas.

$$t_{p.2} := t_{p.1}$$

Dado

$$\sigma_{b.min}.S_b \cdot B \cdot \frac{A}{4} = f_{jd} \left[2 \cdot t_c + 4 \cdot \left(t_{p.2} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd}}} \right) \right] \cdot \frac{A}{4}$$

$$t_{p.2} := \text{Find}(t_{p.2})$$

3. Procedimiento de la capacidad de la placa para transmitir la tracción del anclaje.

$$\alpha_a := \frac{\pi}{3} \cdot \left[1 - \left[\frac{d_{borde}}{4 \cdot \left(\frac{B-b}{2} \right)} \right] \right] = 0.929 \quad \frac{d_{borde}}{\frac{B-b}{2}} = 0.45$$

$$b_{ef} := 2 \cdot d_{borde} \cdot \tan(\alpha_a) = 0.121 \text{ m} \quad m_{x.Sd} := T_{p.Sd} \cdot \frac{d_{borde}}{b_{ef}} = 8.634 \times 10^3 \text{ N}$$

$$t_{p.3} := 0.151 \text{ mm} \cdot \sqrt{m_{x.Sd} \cdot \left(\frac{1}{N} \right)} = 0.014 \text{ m}$$

Espesor mínimo de la placa será:

$$t_{p.min} := \max(t_{p.1}, t_{p.2}, t_{p.3}) = 0.02 \text{ m}$$

3.5 Rigidizadores

Se utilizará el procedimiento de la viga ficticia, considerando que se colocarán rigidizadores para garantizar el reparto de tensiones en la zona más cercana al borde.

Se calculará el espesor de la cartela suponiendo una cartela que ocupa toda la longitud de la basa. Para garantizar que no se agota el rigidizador se cum

$$d_c := \sqrt{2} \cdot \left(\frac{A-a}{2} \right) \quad t_c + 2 \cdot e = 0.026 \text{ m}$$

Dado

$$\frac{Axil}{2} \cdot \left(e - \frac{a}{2} \right) = \left[\frac{t_c \cdot (d_c)^2 \cdot f_y}{4} \right] \cdot \left[0.14 \cdot \left(\frac{2.53 \cdot d_c}{\sqrt{\frac{E \cdot \text{mm}^2}{N}}} \right)^2 - 1.07 \cdot \left(\frac{2.53 \cdot d_c}{\sqrt{\frac{E \cdot \text{mm}^2}{N}}} \right) + 2.3 \right] \cdot \left[\frac{\pi \cdot t_c \cdot \sqrt{\frac{f_y \cdot \text{mm}^2}{N}}}{\sqrt{\frac{E \cdot \text{mm}^2}{N}}} \right]$$

$$t_{c.min} := \text{Find}(t_c) = 3.458 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\eta_{cartela} := \frac{t_{c.min}}{t_c} = 0.576$$

9.1.7. Cálculo estático de estructura con refuerzo sometido a carga puntual horizontal

Para los cálculos realizados en este apartado se pueden consultar [1] y [10]

CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS FRENTE A ESFUERZO TORSOR

1. Datos iniciales

Se muestran a continuación los datos propios de la estructura

Geometría	Acero		Fuerzas exteriores
$L_{\text{pilar}} := 2.4\text{m}$	$500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E := 210\text{GPa}$	$F_{\text{ext}} := \begin{pmatrix} 250 \\ 500 \\ 750 \\ 1000 \end{pmatrix} \text{N}$
$L_{\text{volado}} := 3.45\text{m}$	$f_{\text{yd}} := \frac{\quad}{1.15}$	$I_{\text{pilar}} := 311\text{cm}^4$	
$L_{\text{int}} := 0.78\text{m}$		$I_{\text{viga}} := 44.68\text{cm}^4$	

2. Flecha en cabeza de pilar

Como el momento de las fuerzas exteriores debe ser el mismo que las fuerzas interiores, se alcanza un equilibrio mediante la siguiente igualdad:

$$M_{\text{ext}} = M_{\text{int}}$$
$$F_{\text{ext}} \cdot d = \sum_n (F_i \cdot d_i)$$
$$F_{\text{pilar}} := \frac{F_{\text{ext}} \cdot L_{\text{volado}}}{4 \cdot L_{\text{int}}}$$

Si sustituimos los valores actuales podemos obtener una relación entre la fuerza exterior aplicada y la fuerza que tendrán en cabeza cada uno de los 4 pilares que componen la base de la estructura

En nuestro caso los cuatro pilares que sujetan la estructura forman un conjunto que intenta resistir la acción de un momento exterior. Aunque parezca un caso para aplicar la teoría general de la torsión, el modo de deformación de los pilares hace pensar que la rotación que adquiere el conjunto se debe a la flexión de cada uno de los pilares. Por ello, no aplicaremos las ecuaciones de la torsión para modelizar el conjunto.

La flecha producida por una fuerza puntual en un perfil en voladizo se rige por la siguiente expresión:

$$v_{\text{pilar}} = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad v_{\text{pilar}} := \frac{F_{\text{pilar}} \cdot L_{\text{pilar}}^3}{3 \cdot E \cdot I_{\text{pilar}}}$$

3. Flecha en el extremo

Los efectos apreciables se mostrarán como deformaciones angulares del conjunto y lineales en los extremos. Así podemos relacionar la deformación de un punto de pilar con un punto del extremo mediante una semejanza:

$$v_{\text{extremo}} := \frac{v_{\text{pilar}} \cdot L_{\text{volado}}}{L_{\text{int}}}$$

3. Deformación de la viga

La viga tendrá una deformación debida a la contribución de la distorsión de cada una de sus secciones según el 2º Teorema de Mohr.

$$v_{\text{viga}} := \frac{\left(\frac{F_{\text{pilar}}}{4}\right) \cdot (L_{\text{volado}} - L_{\text{int}})^3}{3 \cdot E \cdot I_{\text{viga}}}$$

4. Deformación del conjunto

La deformación total se calculará aplicando el principio de superposición.

$$v_{\text{total}} := (v_{\text{extremo}} + v_{\text{viga}}) \cdot \frac{1000}{\text{m}} = \begin{pmatrix} 13.3 \\ 26.601 \\ 39.901 \\ 53.201 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

La deformación final obtenida depende de las cargas aplicadas, en nuestro caso, hemos supuesto unas fuerzas imaginarias para comprobar su efecto.

9.1.8. Cálculo dinámico de estructura con refuerzo sometido carga puntual horizontal

Para los cálculos realizados en este apartado se pueden consultar [11] y [12]

CÁLCULO DINÁMICO

1. Datos iniciales

Se muestran los coeficientes de mayoración de acciones y simultaneidad en las siguientes expresiones que recogen la información.

Geometría	Acero	Rigidez	Amortiguamiento
$L_{\text{pilar}} := 2.40\text{m}$	$f_y := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$F_1 := 1\text{kN}$ $U_1 := 45.60\text{mm}$	$\xi := 0$
	$E := 210\text{GPa}$		

2. Frecuencia propia

La frecuencia propia se pueden obtener de forma simplificada, modelando la estructura como un sistema de 1 GDL que oscila en un plano paralelo a XY. Para ello, utilizaremos los datos obtenidos en el análisis estático.

Según la ley de Hooke: $F = K \cdot U$ $K := \frac{F_1}{U_1} = 2.193 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$

La masa oscilante se aproxima a: $M := 804.81\text{kg}$

Para un sistema de 1GDL sin amortiguamiento se puede conocer la posición con el tiempo de un oscilador libre mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{d^2}{dx^2}X + \omega^2 \cdot X = 0 \quad \text{cuya solución es de la forma} \quad x(t) = A \cdot \text{sen}(\omega \cdot t) + B \cdot \text{cos}(\omega \cdot t)$$

Sin embargo, basta con calcular la frecuencia natural (ω), para determinar la frecuencia de oscilación, que teóricamente (con un amortiguamiento de cero) excitaría la estructura hasta amplitudes infinitas.

$$\omega := \sqrt{\frac{K}{M}} = 5.22 \frac{1}{\text{s}}$$

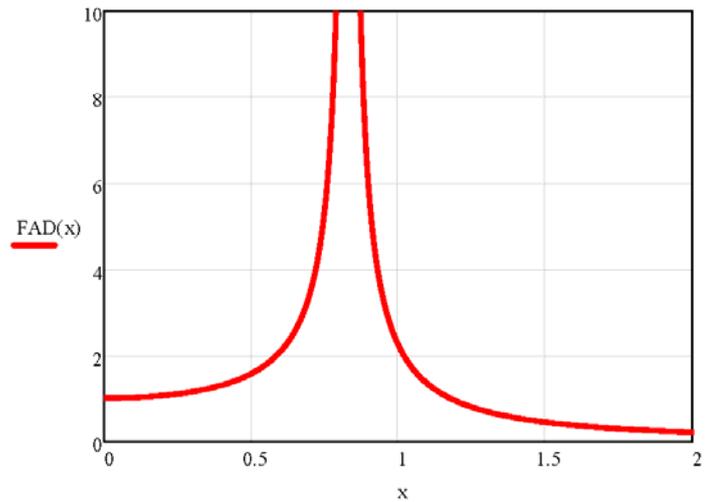
$$f := \frac{\omega}{2 \cdot \pi} = 0.831 \frac{1}{\text{s}}$$

Como se puede observar la frecuencia propia es baja, cercana a 1Hz, lo que supone un diseño poco recomendable. Excitando la estructura con fuerzas bajas y frecuencias cercanas a 1 Hz se obtendrían grandes amplitudes.

3. Factor dinámico

En el caso de que la oscilación se realizase con una excitación armónica, podríamos relacionar la amplificación de los efectos dinámicos, frente a los estáticos con el FAD. A continuación, se representará en un gráfico la amplificación que tendrían los efectos dinámicos sobre las fuerzas estáticas para cada frecuencia de oscilación.

$$FAD(x) := \left| \frac{1}{1 - \left(\frac{2 \cdot \pi x}{\omega}\right)^2} \right|$$



Como se puede observar en la gráfica, valores de excitación entre los 0.5 y 1.25 Hz, apenas generan amplificación dinámica, sin embargo, valores entre medias de este rango, dispara las deformaciones con respecto a las estáticas.

9.2. Cálculos de diseño alternativo

9.2.1. Cálculo de pórticos de diseño alternativo

9.2.1.1. Introducción de datos

9.2.1.1.1. Nudos

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N1	0.000	0.780	4.675	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N2	0.000	-0.780	4.675	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N3	0.000	-3.408	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N4	0.000	3.408	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N5	0.000	1.820	3.455	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N6	0.000	-1.820	3.455	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N7	0.000	0.300	2.450	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N8	0.000	-0.300	2.450	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N9	0.000	-0.300	3.455	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N10	0.000	-0.300	4.675	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N11	0.000	0.300	4.675	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N12	0.000	0.300	3.455	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N13	0.000	-1.820	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N14	0.000	1.820	2.450	-	-	-	-	-	-	Empotrado

9.2.1.1.2. Barras

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{sup.} (m)	Lb _{inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero conformado	S275	N6/N2	N6/N2	# 50x5.45 (#)	1.603	1.00	1.00	1.603	1.603
		N3/N6	N3/N6	# 50x5.45 (#)	1.879	1.00	1.00	1.879	1.879
		N5/N1	N5/N1	# 50x5.45 (#)	1.603	1.00	1.00	1.603	1.603
		N4/N5	N4/N5	# 50x5.45 (#)	1.879	1.00	1.00	1.879	1.879
		N6/N9	N6/N9	# 50x5.45 (#)	1.520	1.00	1.00	1.520	1.520
		N12/N5	N12/N5	# 50x5.45 (#)	1.520	1.00	1.00	1.520	1.520
		N7/N14	N7/N4	# 10.0x5.0x8.59 (#)	1.520	1.00	1.00	1.520	1.520
		N14/N4	N7/N4	# 10.0x5.0x8.59 (#)	1.588	1.00	1.00	1.588	1.588
		N3/N13	N3/N8	# 10.0x5.0x8.59 (#)	1.588	1.00	1.00	1.588	1.588
		N13/N8	N3/N8	# 10.0x5.0x8.59 (#)	1.520	1.00	1.00	1.520	1.520
		N2/N10	N2/N10	# 50x5.45 (#)	0.480	1.00	1.00	0.480	0.480
		N11/N1	N11/N1	# 50x5.45 (#)	0.480	1.00	1.00	0.480	0.480
		N9/N2	N9/N2	# 50x5.45 (#)	1.311	1.00	1.00	1.311	1.311
		N12/N1	N12/N1	# 50x5.45 (#)	1.311	1.00	1.00	1.311	1.311
		N13/N6	N13/N6	# 50x5.45 (#)	1.005	1.00	1.00	1.005	1.005
N13/N9	N13/N9	# 50x5.45 (#)	1.822	1.00	1.00	1.822	1.822		
N14/N5	N14/N5	# 50x5.45 (#)	1.005	1.00	1.00	1.005	1.005		

		N14/N12	N14/N12	# 50x5.45 (#)	1.822	1.00	1.00	1.822	1.822
<p>Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final β_{xy}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' β_{xz}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' L_{Sup.}: Separación entre arriostamientos del ala superior L_{Inf.}: Separación entre arriostamientos del ala inferior</p>									

9.2.1.1.3. Cargas

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (kN)	Dirección		
			X	Y	Z
N1	COMB 1	0.48	0.000	-1.000	0.000
N1	COMB 1	1.78	0.000	0.000	-1.000
N1	COMB 2	1.00	0.000	1.000	0.000
N1	COMB 2	0.50	0.000	0.000	1.000
N2	COMB 1	0.48	0.000	1.000	0.000
N2	COMB 1	1.78	0.000	0.000	-1.000
N2	COMB 2	2.07	0.000	0.000	-1.000
N2	COMB 2	0.90	0.000	1.000	0.000
N3	COMB 1	5.70	0.000	0.000	-1.000
N3	COMB 1	1.56	0.000	1.000	0.000
N3	COMB 2	6.62	0.000	0.000	-1.000
N3	COMB 2	3.11	0.000	1.000	0.000
N3	TORSOR	1.00	1.000	0.000	0.000
N4	COMB 1	5.70	0.000	0.000	-1.000
N4	COMB 1	1.56	0.000	-1.000	0.000
N4	COMB 2	1.66	0.000	0.000	1.000
N4	COMB 2	3.13	0.000	1.000	0.000
N4	TORSOR	1.00	1.000	0.000	0.000
N5	COMB 1	6.73	0.000	0.000	-1.000
N5	COMB 1	1.82	0.000	-1.000	0.000
N5	COMB 2	3.70	0.000	1.000	0.000
N5	COMB 2	1.96	0.000	0.000	1.000
N6	COMB 1	6.73	0.000	0.000	-1.000
N6	COMB 1	1.82	0.000	1.000	0.000
N6	COMB 2	7.82	0.000	0.000	-1.000
N6	COMB 2	3.68	0.000	1.000	0.000

9.2.1.2. Resultados

9.2.1.2.1. ELU

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	NM_yM_z	$NM_yM_zV_yV_z$	M_t	M_tV_z	M_tV_y	
N6/N2	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.603 m $\eta = 10.4$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 0.8$	x: 1.603 m $\eta = 14.2$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.603 m $\eta = 25.2$	$\eta < 0.1$	$\eta = 8.6$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.2$	CUMPLE $\eta = 25.2$
N3/N6	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.879 m $\eta = 9.3$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 1.879 m $\eta = 1.2$	x: 1.879 m $\eta = 22.3$	x: 1.879 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.8$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.879 m $\eta = 32.8$	$\eta < 0.1$	$\eta = 5.2$	x: 1.879 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.8$	CUMPLE $\eta = 32.8$
N5/N1	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.603 m $\eta = 9.0$	x: 0 m $\eta = 4.4$	x: 0 m $\eta = 0.8$	x: 1.603 m $\eta = 14.2$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.603 m $\eta = 23.8$	$\eta < 0.1$	$\eta = 8.6$	x: 1.603 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.2$	CUMPLE $\eta = 23.8$
N4/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.879 m $\eta = 8.0$	x: 0 m $\eta = 5.0$	x: 1.879 m $\eta = 1.1$	x: 1.879 m $\eta = 22.3$	x: 1.879 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.8$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.879 m $\eta = 31.4$	$\eta < 0.1$	$\eta = 5.2$	x: 1.879 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.8$	CUMPLE $\eta = 31.4$
N6/N9	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$\eta = 2.7$	x: 1.52 m $\eta = 2.1$	x: 1.52 m $\eta = 27.1$	x: 1.52 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.6$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.52 m $\eta = 31.7$	$\eta < 0.1$	$\eta = 3.4$	x: 1.52 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.6$	CUMPLE $\eta = 31.7$
N12/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 2.4$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 27.1$	x: 0 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.6$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 29.7$	$\eta < 0.1$	$\eta = 3.4$	x: 1.52 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.6$	CUMPLE $\eta = 29.7$
N7/N14	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 3.3$	$\eta = 12.3$	x: 0 m $\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 36.2$	x: 0 m $\eta = 0.2$	$\eta = 1.5$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 52.7$	$\eta < 0.1$	$\eta = 2.6$	x: 1.52 m $\eta = 0.1$	$\eta = 1.5$	CUMPLE $\eta = 52.7$
N14/N4	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 2.7$	$\eta = 8.4$	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 25.2$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta = 1.7$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 35.6$	$\eta < 0.1$	$\eta = 2.6$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta = 1.8$	CUMPLE $\eta = 35.6$
N3/N13	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$\eta = 10.8$	x: 1.588 m $\eta = 0.9$	x: 1.588 m $\eta = 25.2$	x: 1.588 m $\eta = 0.1$	$\eta = 1.7$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.588 m $\eta = 38.4$	$\eta < 0.1$	$\eta = 2.6$	x: 1.588 m $\eta = 0.1$	$\eta = 1.8$	CUMPLE $\eta = 38.4$
N13/N8	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$\eta = 15.3$	x: 1.52 m $\eta = 2.3$	x: 1.52 m $\eta = 36.2$	x: 1.52 m $\eta = 0.2$	$\eta = 1.5$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.52 m $\eta = 56.6$	$\eta < 0.1$	$\eta = 2.6$	x: 1.52 m $\eta = 0.2$	$\eta = 1.5$	CUMPLE $\eta = 56.6$
N2/N10	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 9.7$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0.48 m $\eta = 4.7$	x: 0 m $\eta = 12.6$	x: 0.48 m $\eta = 0.9$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.48 m $\eta = 25.7$	$\eta < 0.1$	$\eta = 3.2$	x: 0.48 m $\eta = 1.0$	$\eta = 0.2$	CUMPLE $\eta = 25.7$
N11/N1	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 8.6$	$\eta = 1.7$	x: 0 m $\eta = 4.1$	x: 0.48 m $\eta = 12.6$	x: 0 m $\eta = 0.8$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 24.0$	$\eta < 0.1$	$\eta = 3.2$	x: 0.48 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.2$	CUMPLE $\eta = 24.0$
N9/N2	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 15.3$	x: 1.311 m $\eta = 1.4$	x: 0 m $\eta = 4.0$	x: 1.311 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 19.7$	$\eta < 0.1$	$\eta = 3.9$	x: 1.311 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.4$	CUMPLE $\eta = 19.7$
N12/N1	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.311 m $\eta = 2.2$	x: 0 m $\eta = 13.2$	x: 1.311 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 4.0$	x: 1.311 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 17.6$	$\eta < 0.1$	$\eta = 3.9$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.4$	CUMPLE $\eta = 17.6$
N13/N6	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.005 m $\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 4.0$	x: 0 m $\eta = 2.0$	x: 1.005 m $\eta = 2.8$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 7.6$	$\eta < 0.1$	$\eta = 4.2$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 7.6$
N13/N9	$\bar{\lambda} \leq 3.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.822 m $\eta = 5.7$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 1.822 m $\eta = 1.1$	x: 1.822 m $\eta = 20.9$	x: 1.822 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.822 m $\eta = 27.7$	$\eta < 0.1$	$\eta = 7.8$	x: 1.822 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.3$	CUMPLE $\eta = 27.7$
N14/N5	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.005 m $\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 3.4$	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 1.005 m $\eta = 2.8$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 6.8$	$\eta < 0.1$	$\eta = 4.2$	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 6.8$
N14/N12	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	x: 1.822 m $\eta = 4.9$	x: 0 m $\eta = 2.5$	x: 1.822 m $\eta = 1.0$	x: 1.822 m $\eta = 20.9$	x: 1.822 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.822 m $\eta = 26.9$	$\eta < 0.1$	$\eta = 7.8$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta = 0.3$	CUMPLE $\eta = 26.9$

Notación:
 $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez
 λ_w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N_t : 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_tV_z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M_tV_y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
x: Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

9.2.1.2.2. ELS

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N6/N2	0.802	1.92	1.002	0.05	0.000	0.00	1.002	0.04
	0.802	L/832.8	1.002	L(>1000)	-	L(>1000)	1.002	L(>1000)
N3/N6	1.128	2.38	0.940	0.04	0.000	0.00	1.128	0.07
	1.128	L/790.9	0.940	L(>1000)	-	L(>1000)	1.503	L(>1000)
N5/N1	0.802	1.92	1.002	0.05	0.000	0.00	1.002	0.04
	0.802	L/832.8	1.002	L(>1000)	-	L(>1000)	1.002	L(>1000)
N4/N5	1.128	2.38	0.940	0.05	0.000	0.00	1.128	0.08
	1.128	L/790.9	0.940	L(>1000)	-	L(>1000)	0.752	L(>1000)
N6/N9	0.760	2.89	1.140	0.04	0.000	0.00	1.140	0.05
	0.760	L/526.9	1.140	L(>1000)	-	L(>1000)	1.140	L(>1000)
N12/N5	0.760	2.89	0.380	0.03	0.000	0.00	0.380	0.05
	0.760	L/526.9	0.380	L(>1000)	-	L(>1000)	0.380	L(>1000)
N7/N4	1.520	10.53	1.140	0.12	0.000	0.00	0.950	0.15
	1.520	L/295.1	1.140	L(>1000)	-	L(>1000)	1.330	L(>1000)
N3/N8	1.588	10.53	1.968	0.13	0.000	0.00	1.968	0.14
	1.588	L/295.1	1.968	L(>1000)	-	L(>1000)	1.968	L(>1000)
N2/N10	0.240	0.17	0.240	0.02	0.000	0.00	0.240	0.02
	0.240	L(>1000)	0.240	L(>1000)	-	L(>1000)	0.240	L(>1000)
N11/N1	0.240	0.17	0.240	0.02	0.000	0.00	0.240	0.02
	0.240	L(>1000)	0.240	L(>1000)	-	L(>1000)	0.240	L(>1000)
N9/N2	0.437	0.07	0.874	0.05	0.000	0.00	0.874	0.05
	0.437	L(>1000)	0.874	L(>1000)	-	L(>1000)	0.874	L(>1000)
N12/N1	0.437	0.07	0.874	0.04	0.000	0.00	0.874	0.06
	0.437	L(>1000)	0.874	L(>1000)	-	L(>1000)	0.874	L(>1000)
N13/N6	0.503	0.16	0.335	0.03	0.000	0.00	0.335	0.03
	0.503	L(>1000)	0.335	L(>1000)	-	L(>1000)	0.335	L(>1000)
N13/N9	0.911	3.56	1.093	0.05	0.000	0.00	1.093	0.08
	0.911	L/511.8	1.093	L(>1000)	-	L(>1000)	1.458	L(>1000)
N14/N5	0.503	0.16	0.335	0.03	0.000	0.00	0.335	0.03
	0.503	L(>1000)	0.335	L(>1000)	-	L(>1000)	0.335	L(>1000)
N14/N12	0.911	3.56	0.911	0.05	0.000	0.00	1.093	0.09
	0.911	L/511.8	0.911	L(>1000)	-	L(>1000)	1.458	L(>1000)

9.2.2. Pilar de hormigón armado

Para los cálculos desarrollados en este apartado pueden consultarse [10], [14] y [8]

CÁLCULO ELU EN PILAR DE HORMIGÓN ARMADO: Verificaciones s/EUROCÓDIGO 2

0. Acciones sobre pilar

La combinación 1 produce cargas simétricas sobre la estructura, lo que impide la generación de momentos debidos a excentricidades.

$$R_1 := \begin{pmatrix} -14.10 & 0 & 0.17 \\ 3.87 & 0 & 21.11 \\ 10.00 & 0 & 0.50 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$N_1 := \sum (4R_1)^{\langle 2 \rangle} = 8.712 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_1 := \sum (4R_1)^{\langle 1 \rangle} = 0 \text{ N}$$

Las combinaciones 2 y 3 se producen de forma simultánea, pudiendo generar importantes sollicitaciones flectoras en el empotramiento del pilar.

$$R_2 := \begin{pmatrix} -23.02 & 0 & 0.193 \\ 1.60 & 0 & 24.21 \\ 15.12 & 0 & 0.67 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$L_{\text{pilar}} := 60 \text{ cm}$$

Para facilitar la suma de momento en el empotramiento (sección más desfavorable) se realiza la suma de fuerzas en el eje X

$$R_3 := \begin{pmatrix} -10.26 & 0 & 0 \\ -3.54 & 0 & -2.394 \\ 5.32 & 0 & 0 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$R_{\text{vec}} := 2 \cdot \cos(45 \text{ deg}) \cdot R_2^{\langle 0 \rangle} + 2 \cdot \cos(45 \text{ deg}) \cdot R_3^{\langle 0 \rangle} = \begin{pmatrix} -4.707 \times 10^4 \\ -2.744 \times 10^3 \\ 2.891 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ N}$$

$$N_{2,3} := \sum (2R_2)^{\langle 2 \rangle} + \sum (2R_3)^{\langle 2 \rangle} = 4.536 \times 10^4 \text{ N}$$

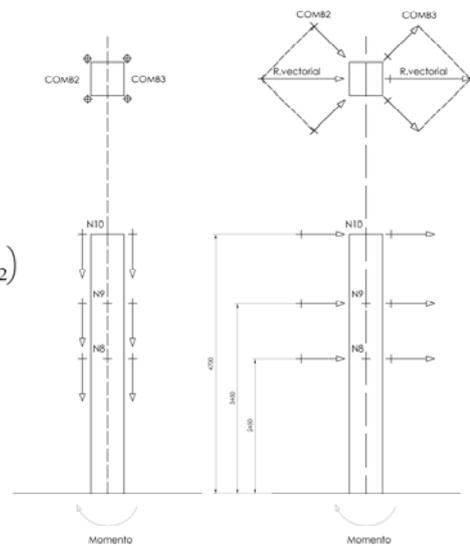
$$V_{2,3} := \left| \sum (2R_2)^{\langle 0 \rangle} + \sum (2R_3)^{\langle 0 \rangle} \right| = 2.956 \times 10^4 \text{ N}$$

El criterio de signos para la suma de momentos corresponde al de la imagen adjunta.

$$M_{F,hz} := 2.45 \text{ m} \cdot (R_{\text{vec}_0}) + 3.45 \text{ m} \cdot (R_{\text{vec}_1}) + 4.70 \text{ m} \cdot (R_{\text{vec}_2})$$

$$M_{F,v} := \frac{L_{\text{pilar}}}{2} \cdot \sum (2R_3)^{\langle 2 \rangle} - \frac{L_{\text{pilar}}}{2} \cdot \sum (2R_2)^{\langle 2 \rangle}$$

$$M_{2,3} := |M_{F,hz} + M_{F,v}| = 5.394 \times 10^3 \text{ J}$$



La combinación 4 produce un esfuerzo predominante de torsión y cortadura

$$R_4 := \begin{pmatrix} 0 & 0.288 & 0 \\ 0 & 0.22 & 0 \\ 0 & 0.25 & 0 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$M_4 := \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0.31 \\ 0 & 0 & 0.24 \\ 0 & 0 & 0.08 \end{pmatrix} \text{ m}\cdot\text{kN}$$

$$V_4 := \left| \sum (4R_4)^{(1)} \right| = 3.032 \times 10^3 \text{ N}$$

$$T_4 := \left| \sum (4M_4)^{(2)} + \frac{(4\sqrt{2}L_{\text{pilar}})}{2} \sum (4R_4)^{(1)} \right| = 7.665 \times 10^3 \text{ J}$$

1. Solicitaciones

Compresión $N_{\text{max}} := N_1$

Cortadura $V_{\text{max}} := \max(V_1, V_{2,3}, V_4) = 2.956 \times 10^4 \text{ N}$

Flexión compuesta $N_{\text{comb}} := N_{2,3}$ $M_{\text{comb}} := M_{2,3}$

Torsión $T_{\text{max}} := T_4$

2. Datos

Datos del pilar

Datos del hormigón

Datos del acero

$a := 60\text{cm}$ $r := 3.5\text{cm}$

$f_{\text{ck}} := 25\text{MPa}$

$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$b := 60\text{cm}$ $L := 4.70\text{m}$

$\gamma_c := 1.5$

$\gamma_s := 1.05$

$\phi_6 := 6\text{mm}$ $\phi_{12} := 12\text{mm}$

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

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

$\phi_8 := 8\text{mm}$ $\phi_{16} := 16\text{mm}$

$\epsilon_{\text{cu}} := \frac{3.5}{1000}$

$\epsilon_y := \frac{2.6}{1000}$

$\phi_{10} := 10\text{mm}$ $\phi_{20} := 20\text{mm}$

$\theta := 45\cdot\text{deg}$

$d := a - r$

$$\phi_T := \begin{pmatrix} \phi_6 \\ \phi_8 \\ \phi_{10} \end{pmatrix} \quad \phi_L := \begin{pmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{16} \\ \phi_{20} \end{pmatrix}$$

3. Comprobaciones ELU

3.1 Compresión simple

El axil de cálculo no deberá superar la tensión admisible del hormigón.

$$N_{lim} := f_{cd} \cdot a \cdot b = 6 \times 10^6 \text{ N}$$

La fracción de resistencia que utilizamos en nuestro pilar, con la carga máxima centrada es

$$\eta_c := \frac{N_{max}}{N_{lim}} = 0.015$$

Para el cálculo del armado, será necesario considerar una excentricidad mínima debido a la incertidumbre de la aplicación de la carga

$$e_{min} := \frac{a}{20} = 0.03 \text{ m} \quad e_2 := \frac{a}{2} - e_{min} - r$$

Por ello el momento que generaría el axil con esa excentricidad

$$M_{e2} := N_{max} \cdot e_2 = 2.047 \times 10^4 \text{ J}$$

Momento máximo que es capaz de absorber el hormigón junto con la armadura más comprimida

$$U_{c.lim} := f_{cd} \cdot a \cdot b \quad M_{lim} := U_{c.lim} \cdot \left(\frac{a}{2} - r \right) = 1.59 \times 10^6 \text{ J}$$

Como $M_{e2} < M_{lim}$ no es necesario colocar armadura. Colocaremos el armado mínimo según la EHE

Zona comprimida

$$U_{s1.c} := 0.05 \cdot N_{max} = 4.356 \times 10^3 \text{ N}$$

Zona traccionada

$$\text{Dado } y := 0.02 \text{ m}$$

$$M_{e2} = f_{cd} \cdot y \cdot b \cdot \left(\frac{y}{2} - r \right)$$

$$y := |\text{Find}(y)| = 0.038 \text{ m}$$

$$U_{s2.c} := N_{max} - f_{cd} \cdot y \cdot b = -2.922 \times 10^5 \text{ N}$$

La cantidad de acero necesario para la zona traccionada se muestra en la siguiente expresión.

$$A_{s.c} := \frac{\max(U_{s1.c}, U_{s2.c})}{f_{yd}} = 9.148 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

3.1 Flexión compuesta (Dominios II, III y IV)

Calcularemos la excentricidad equivalente con respecto a la armadura de tracción

$$e_o := \frac{M_{\text{comb}}}{N_{\text{comb}}} = 0.119 \text{ m} \quad e_{\text{eq}} := \frac{a}{2} - e_o - r$$

De esta forma se puede obtener un momento equivalente para comparar con el momento límite

$$M_{\text{eq}} := N_{2.3} \cdot e_{\text{eq}} = 6.626 \times 10^3 \text{ J}$$

Calculo los valores límite

$$X_{\text{lim}} := \left(\frac{\epsilon_{\text{cu}}}{\epsilon_{\text{cu}} + \epsilon_y} \right) \cdot d = 0.324 \text{ m} \quad U_{s,\text{lim}} := f_{\text{cd}} \cdot a \cdot 0.8 \cdot X_{\text{lim}} = 2.593 \times 10^6 \text{ N}$$
$$M_{\text{lim}} := U_{s,\text{lim}} \cdot (d - 0.4 \cdot X_{\text{lim}}) = 1.129 \times 10^6 \text{ J}$$

Como podemos comprobar $M_{\text{lim}} > M_{\text{eq}}$, lo que nos asegura que el acero rompería primero, de esta forma se puede obtener la cuantía de acero mínima

Zona comprimida

$$U_{s1,f} := 0.05 \cdot N_{\text{comb}} = 2.268 \times 10^3 \text{ N}$$

Zona traccionada

Dado $y := 0.02 \text{ m}$

$$M_{\text{eq}} = f_{\text{cd}} \cdot y \cdot b \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$y := \text{[Find}(y)] = 1.174 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_{s2,f} := N_{\text{comb}} - f_{\text{cd}} \cdot y \cdot b = 3.362 \times 10^4 \text{ N}$$

La cantidad de acero necesario para la zona traccionada se muestra en la siguiente expresión.

$$A_{s,f} := \frac{\max(U_{s1,f}, U_{s2,f})}{f_{yd}} = 7.06 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

3.2 Cortante

Datos del método

$$C_{Rd,c} := 0.18 \quad k_1 := 0.15 \quad v_{min} := 0.035 \cdot (k_1)^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa})^{\frac{1}{2}}$$

$$\rho_1 := 0.02 \cdot (\text{MPa})^2 \quad \sigma_{cp} := \frac{N_{max}}{a \cdot b}$$

$$b_w := a$$

Si se cumple que el cortante de cálculo es menor que la resistencia a cortante sin armadura, no es necesario colocar refuerzo de cortante. Apartado 6.2.1 del eurocódigo 2.

$$V_{Rd,c,min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c,calculo} := \left[C_{Rd,c} \cdot \left[k_1 \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right] + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,c,calculo}, V_{Rd,c,min}) = 4.603 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\eta_v := \frac{V_{max}}{V_{Rd,c}} = 0.642$$

3.3 Torsor

Si η es < 1 SOLO sería necesario disponer el amado mínimo

Datos del método

$$t_{ef} := \frac{a \cdot b}{2a + 2 \cdot b} = 0.15 \text{ m} \quad \alpha_{cw} := 1 \quad \nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.54$$

$$A_k := \left(a - 2 \cdot \frac{t_{ef}}{2} \right) \left(b - 2 \cdot \frac{t_{ef}}{2} \right) = 0.202 \text{ m}^2$$

Se puede calcular la resistencia de una sección a torsión suponiendo una sección cerrada de paredes delgadas, en la cual el equilibrio se satisface mediante un flujo cerrado de cortantes. Se puede idealizar secciones macizas secciones de paredes delgadas equivalentes. Apartado 6.3.1 del eurocódigo 2

$$T_{Rd,c} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 2.734 \times 10^5 \text{ J}$$

Para secciones rectangulares, si no se supera el 100% de la siguiente expresión, solo se requiere armadura mínima. Apartado 6.3.2 del eurocódigo 2.

$$\eta_T := \frac{T_{max}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{max}}{V_{Rd,c}} = 0.67$$

Si η es < 1 SOLO sería necesario disponer el amado mínimo

4. Armado

Longitudinal

El armado mínimo necesario disponer es:

- 4 por mil de acero sobre la sección de hormigón
- Mínimo de A_s obtenido de los cálculos
- Armadura de piel si la separación es > de 30 cm

$$\text{Cuantía}_L := a \cdot b \cdot \frac{4}{1000} = 1.44 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{Esfuerzos} := 2 \max(A_{s,c}, A_{s,f}) = 1.412 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Para realizar el armado utilizaremos ϕ 12 mm que es el mínimo que permite la norma.

$$n_L := \frac{\max(\text{Cuantía}_L, \text{Esfuerzos})}{\frac{\pi \cdot (\phi_L)^2}{4}} = \begin{pmatrix} 12.732 \\ 7.162 \\ 4.584 \end{pmatrix}$$

Como se puede comprobar los redondos del 16 son los que más se ajustan al armado del pilar.

Transversal

Como no es necesario armar para absorber los esfuerzos cortantes o torsores, se dispondrá la cuantía mínima.

$$\text{Cuantía}_T := \frac{a \cdot L \cdot 4}{1000} = 0.011 \text{ m}^2$$

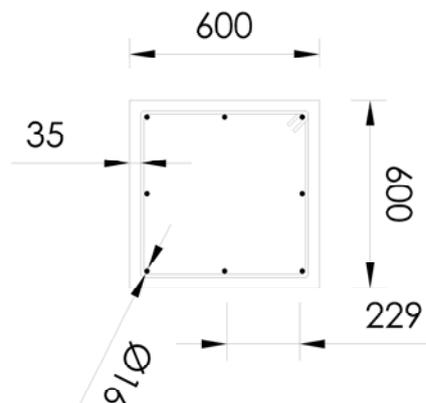
$$n_T := \frac{\text{Cuantía}_T}{\frac{\pi \cdot (\phi_L)^2}{4}} = \begin{pmatrix} 99.737 \\ 56.102 \\ 35.905 \end{pmatrix}$$

$$s := \frac{L}{n_T} = \begin{pmatrix} 0.047 \\ 0.084 \\ 0.131 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Resultado

El siguiente armado garantiza la estabilidad estructural para las solicitaciones calculadas.

- 8 ϕ 16mm en sentido longitudinal
- ϕ 10 mm c/120 mm en sentido transversal



4. Resultados

Compresión simple

$$\eta_c = 0.015$$

$$\eta_{A_{s,c}} := \frac{A_{s,c}}{3 \cdot \frac{(16\text{mm})^2}{4}} = 0.048$$

Flexión compuesta

$$\eta_f := \frac{A_{s,f}}{3 \cdot \frac{(16\text{mm})^2}{4}} = 0.368$$

Cortante

$$\eta_v = 0.642$$

Torsor

$$\eta_T = 0.67$$

Nota: Resultados sin considerar el aporte de las armaduras para el cortante y el torsor

9.3. Planos

9.3.1. Situación

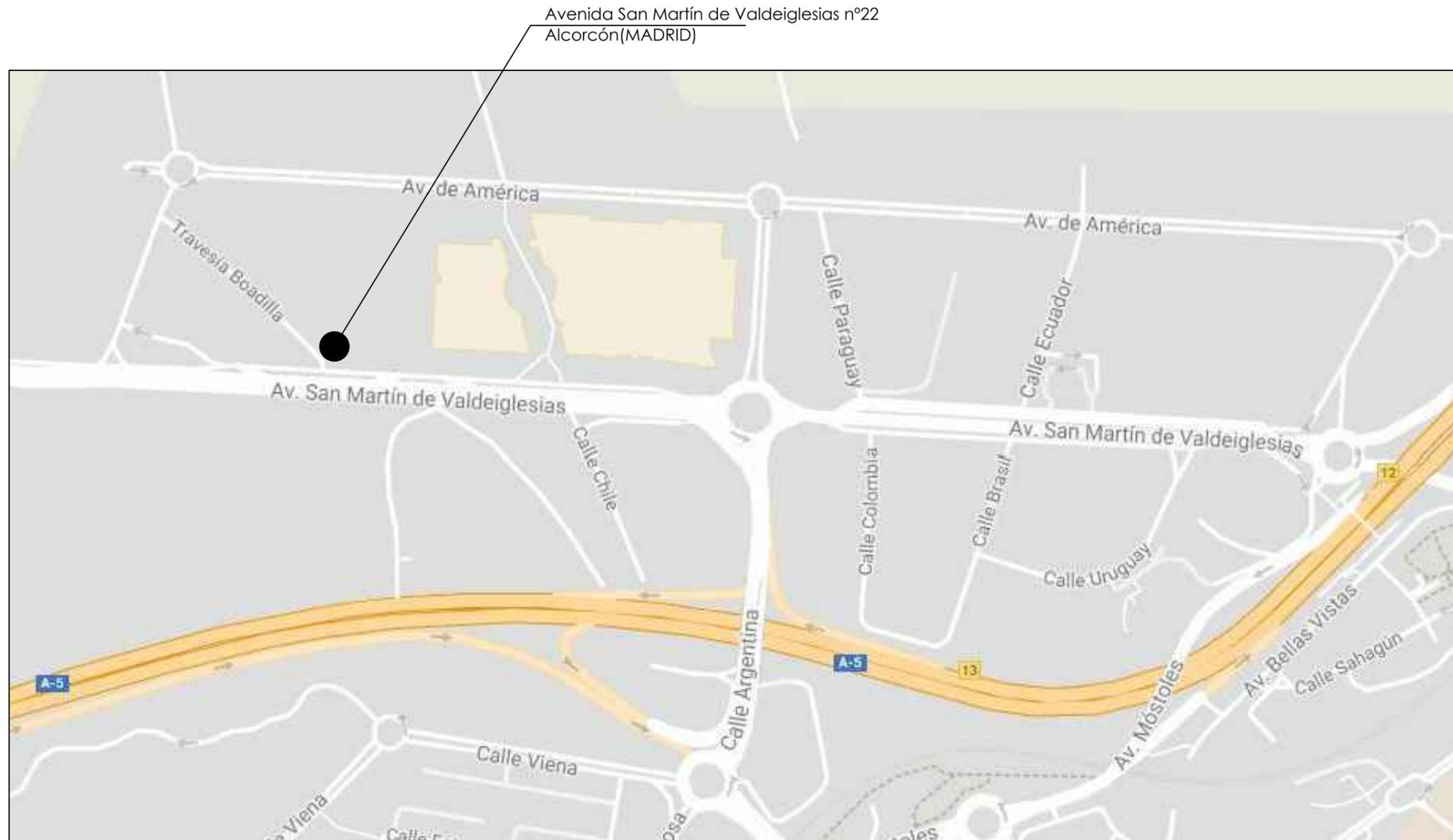
9.3.2. Cimentación

9.3.3. Diseño original

9.3.4. Diseño original con refuerzo

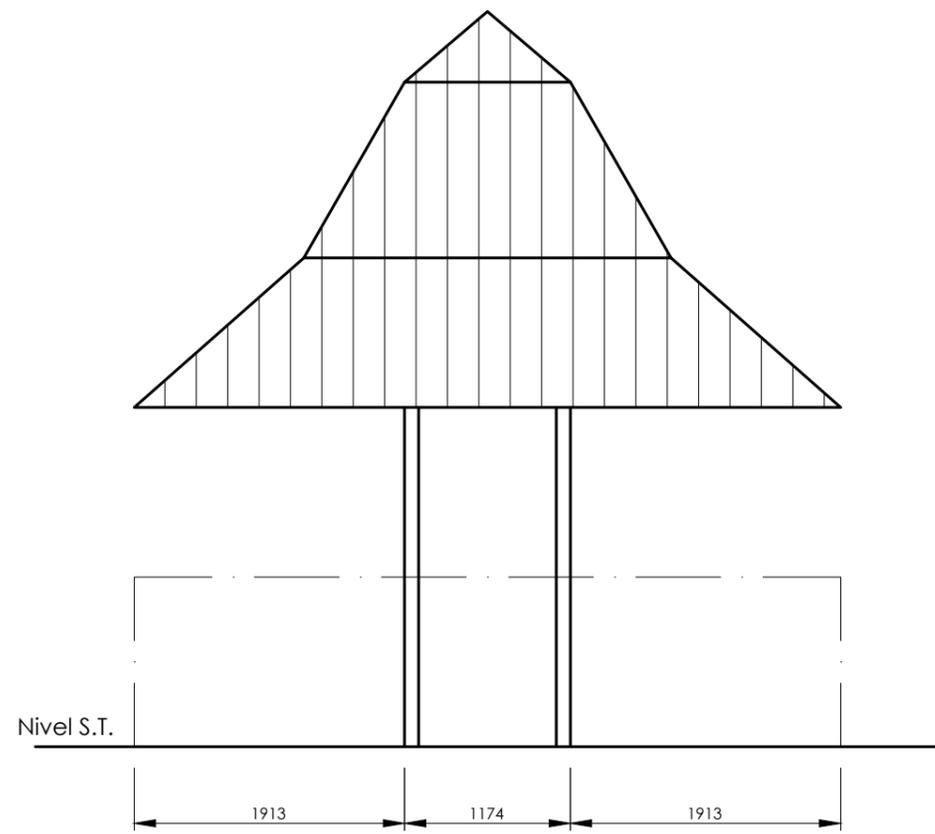
9.3.5. Diseño alternativo

9.3.6. Detalles

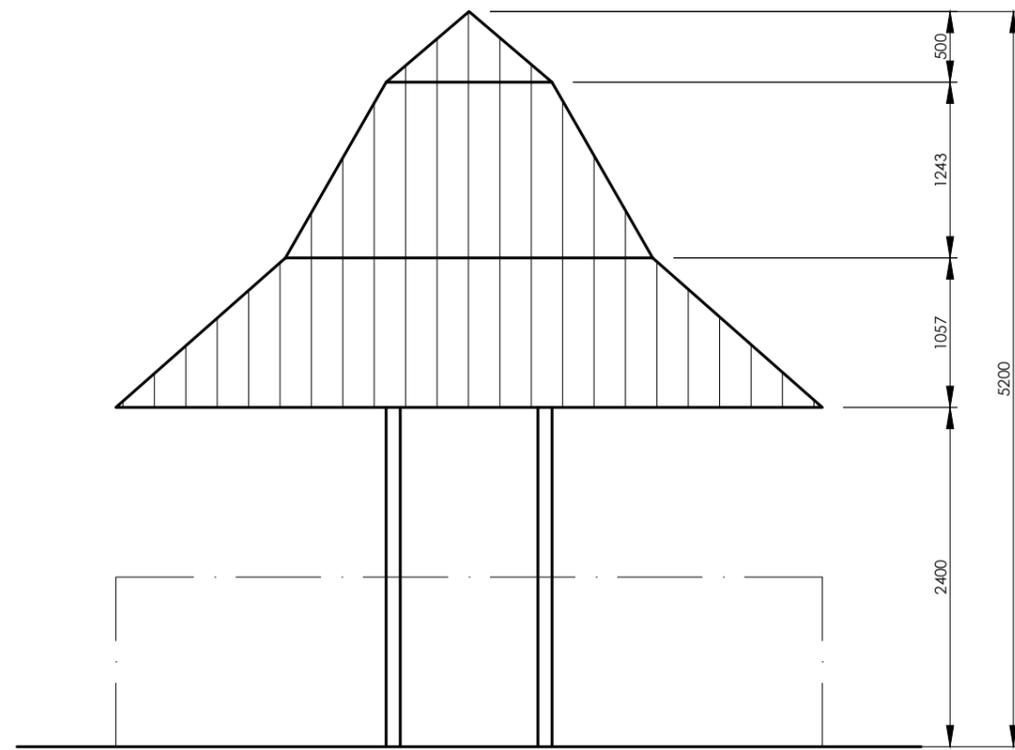


PLANO DE SITUACIÓN
ESCALA S/E

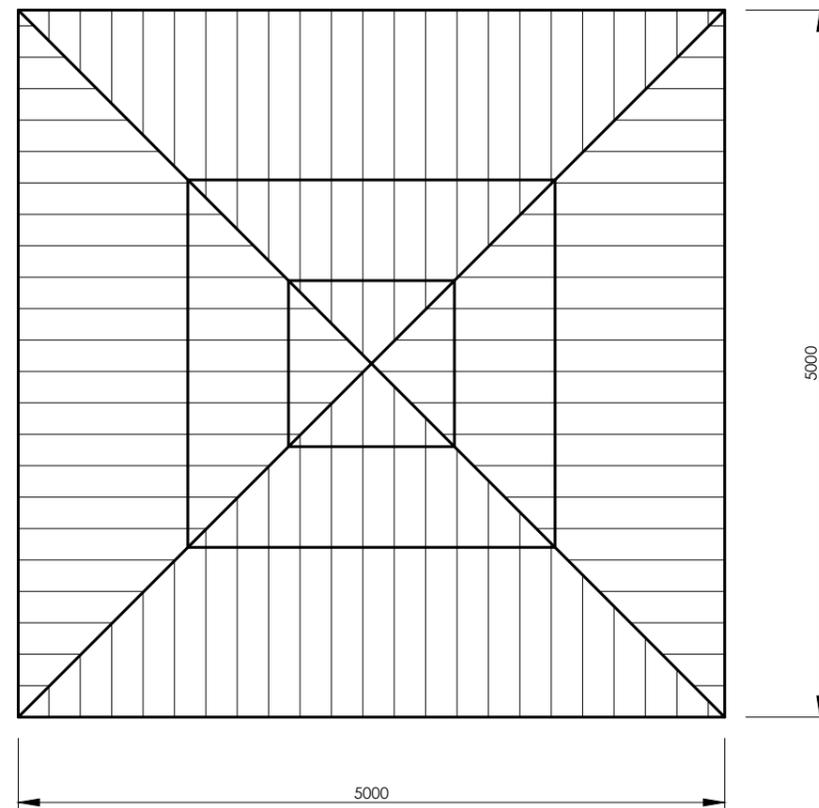
ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA		Revisión V 1.0
Universidad Carlos III de Madrid Grado en Ingeniería Mecánica	Fecha Sep -2017	Plano de SITUACIÓN 01
Alumno Carlos San José Almodóvar - NIA. 100316580	Escala S/E	



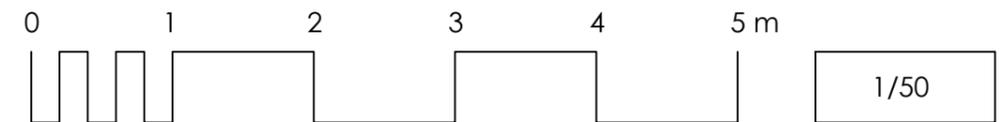
ALZADO
ESCALA 1/50



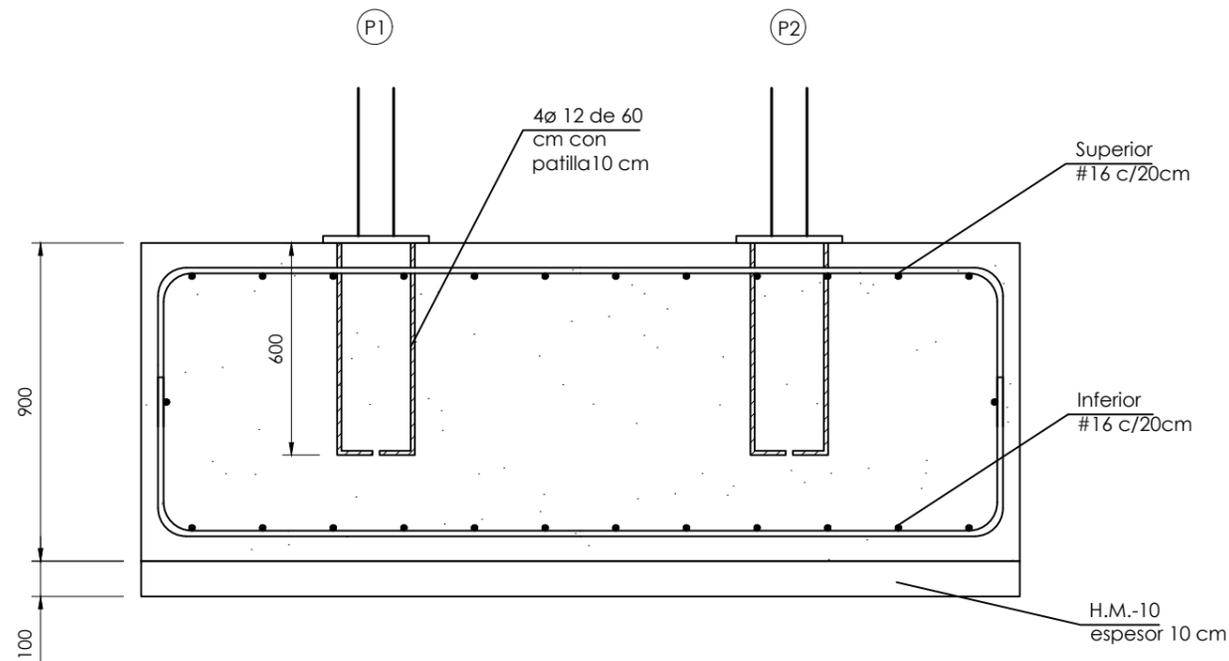
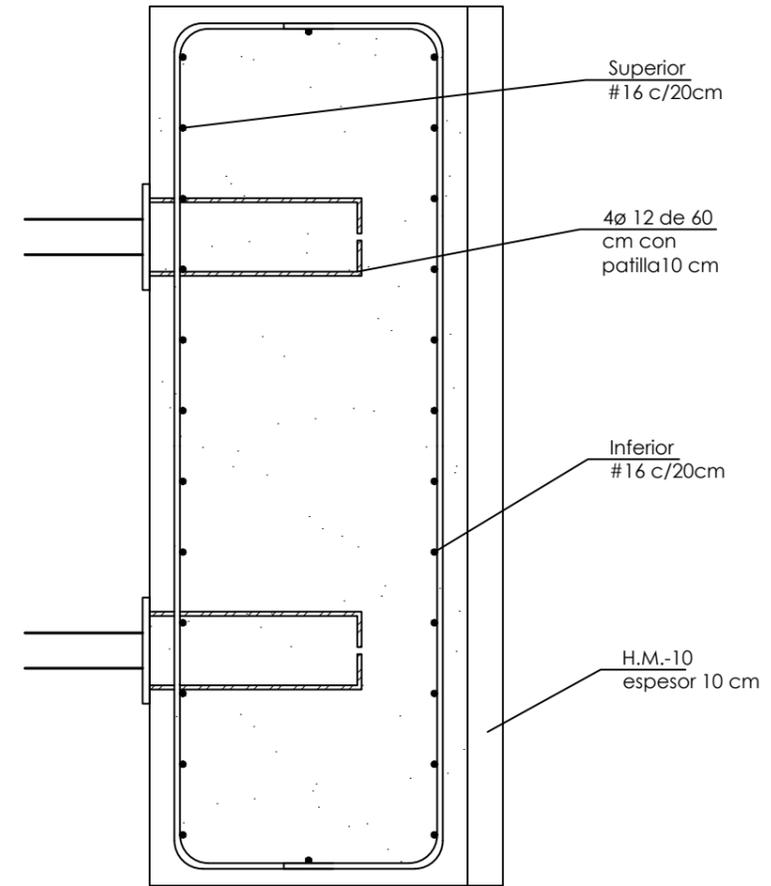
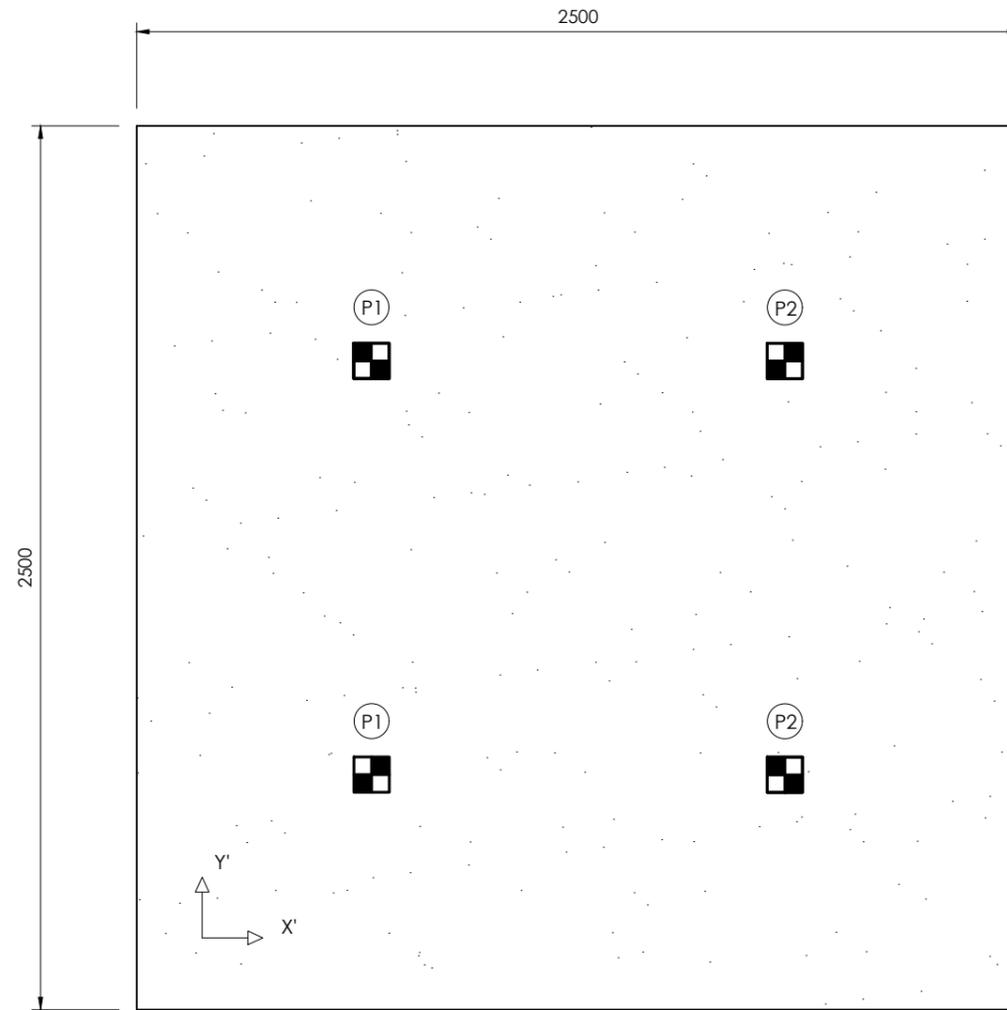
PERFIL
ESCALA 1/50



PLANTA
ESCALA 1/50



ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA		Revisión V 1.0
Universidad Carlos III de Madrid Grado en Ingeniería Mecánica	Fecha Sep -2017	Plano de GEOMETRIA 02
Alumno Carlos San José Almodóvar - NIA. 100316580	Escala 1/50	



**ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO
ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA**

Universidad Carlos III de Madrid
Grado en Ingeniería Mecánica

Fecha
Sep -2017

Alumno
Carlos San José Almodóvar - NIA. 100316580

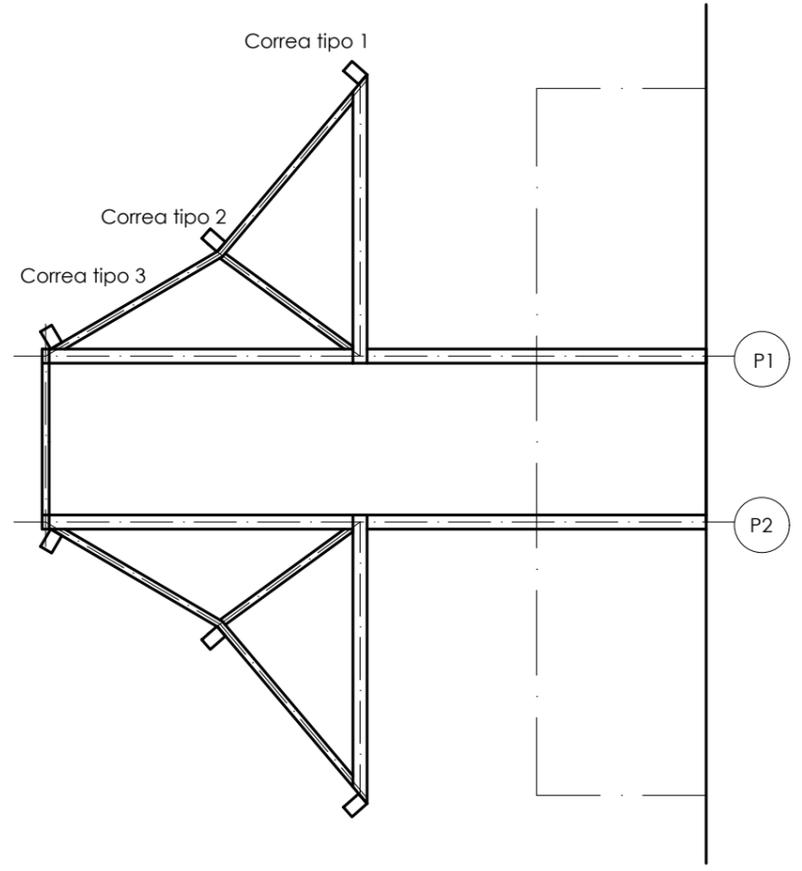
Escala
1/20

Revisión
V 1.0

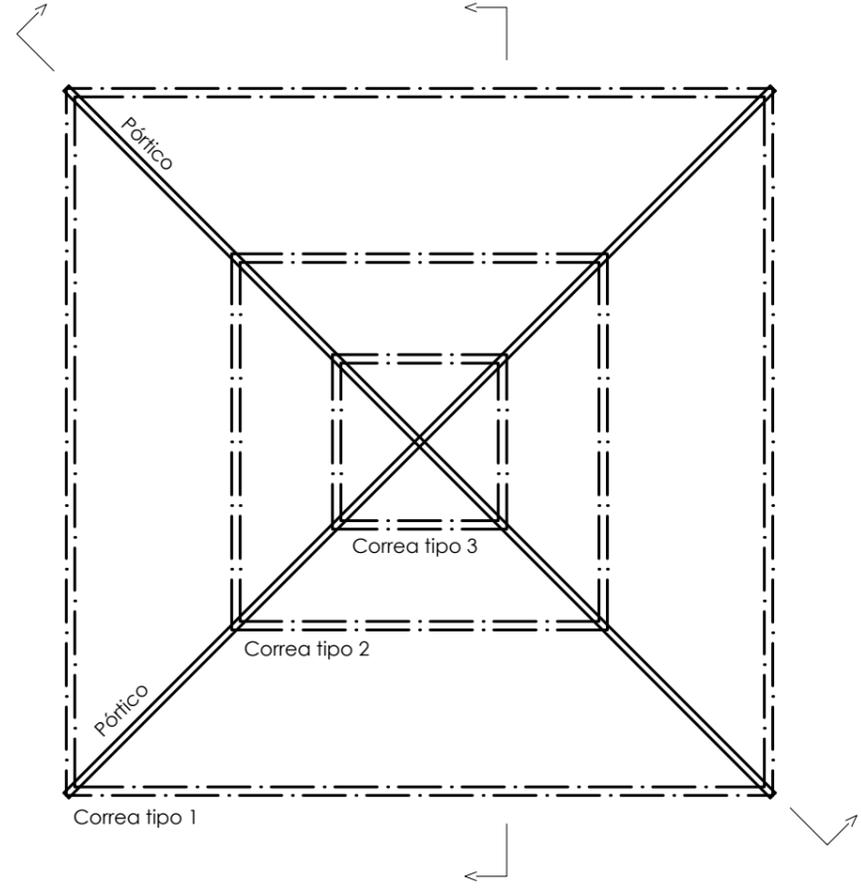
Plano de
CIMENTACIÓN

03

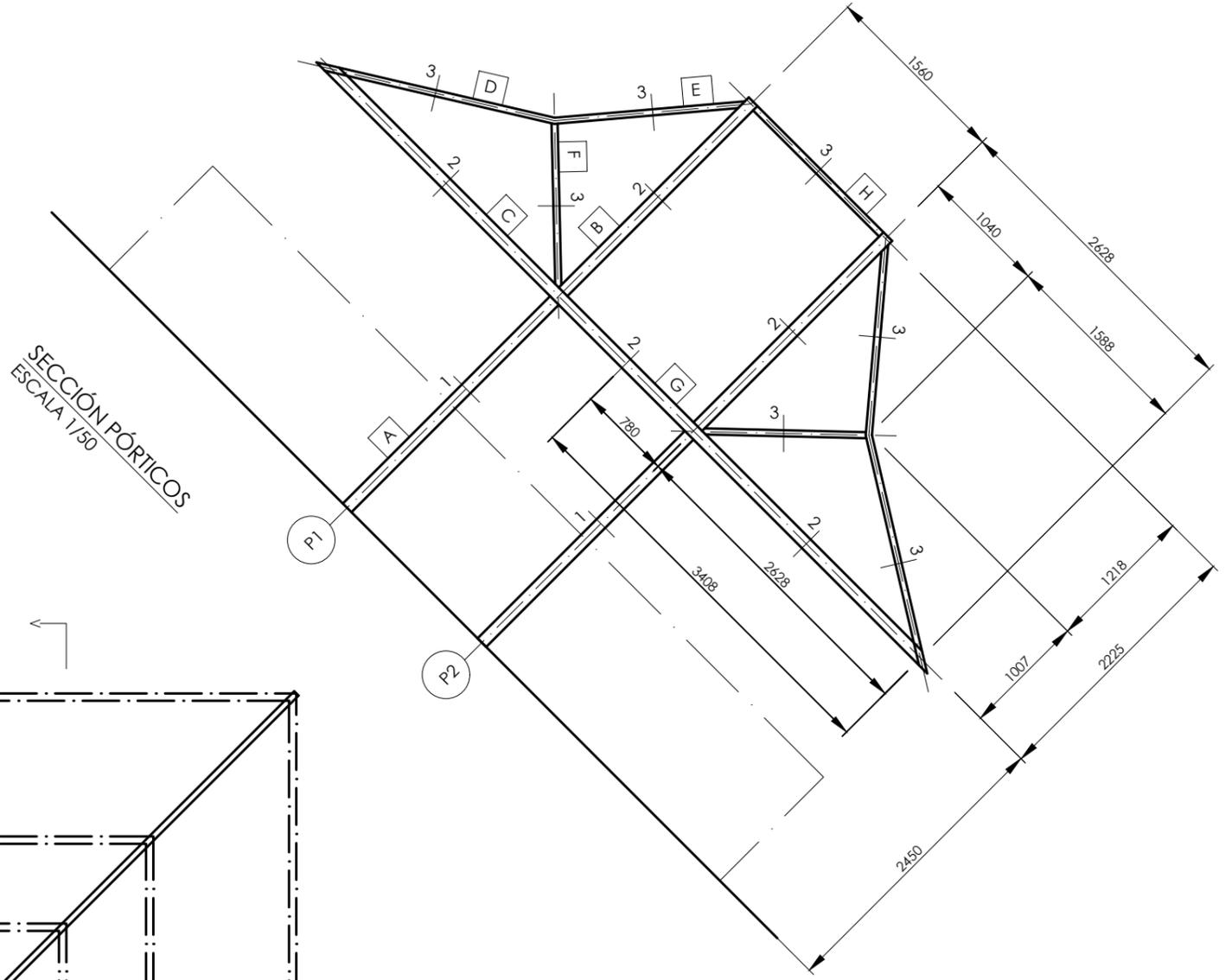
Cuadro de perfiles		
Sección	Perfil	Tipo de acero
Correa 1	#140.60.4	S - 275 - JR
Correa 2	#140.60.4	S - 275 - JR
Correa 3	#140.60.4	S - 275 - JR
Sección 1	#100.6	S - 275 - JR
Sección 2	#100.50.4	S - 275 - JR
Sección 3	#50.4	S - 275 - JR



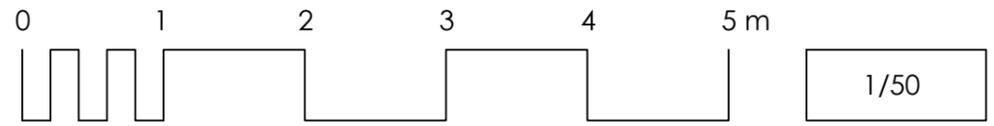
SECCIÓN CORREAS
ESCALA 1/50



PLANTA
ESCALA 1/50

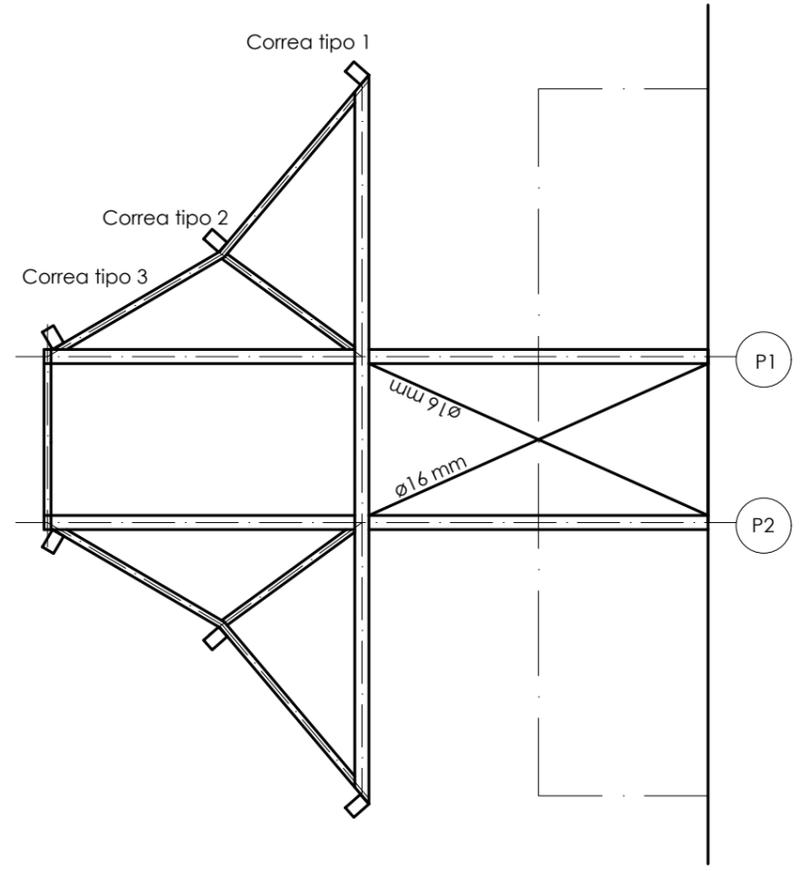


SECCIÓN PÓRTICOS
ESCALA 1/50

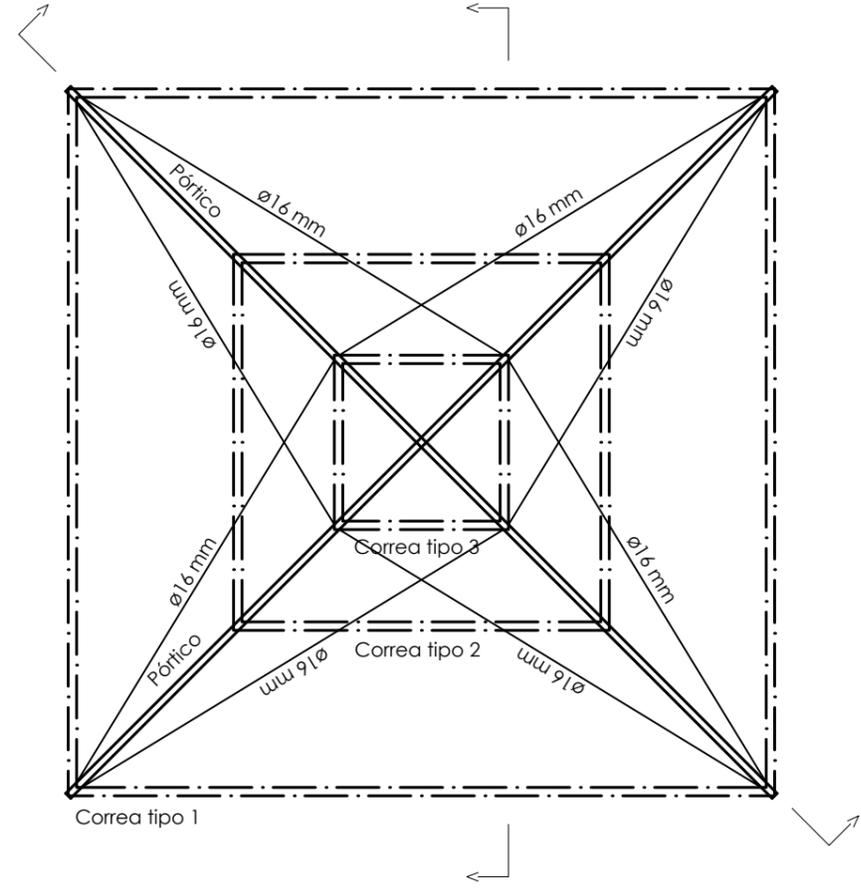


ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA		Revisión V 1.0
Universidad Carlos III de Madrid Grado en Ingeniería Mecánica	Fecha Sep -2017	Plano de ESTRUCTURA ORIGINAL 04
Alumno Carlos San José Almodóvar - NIA. 100316580	Escala 1/50	

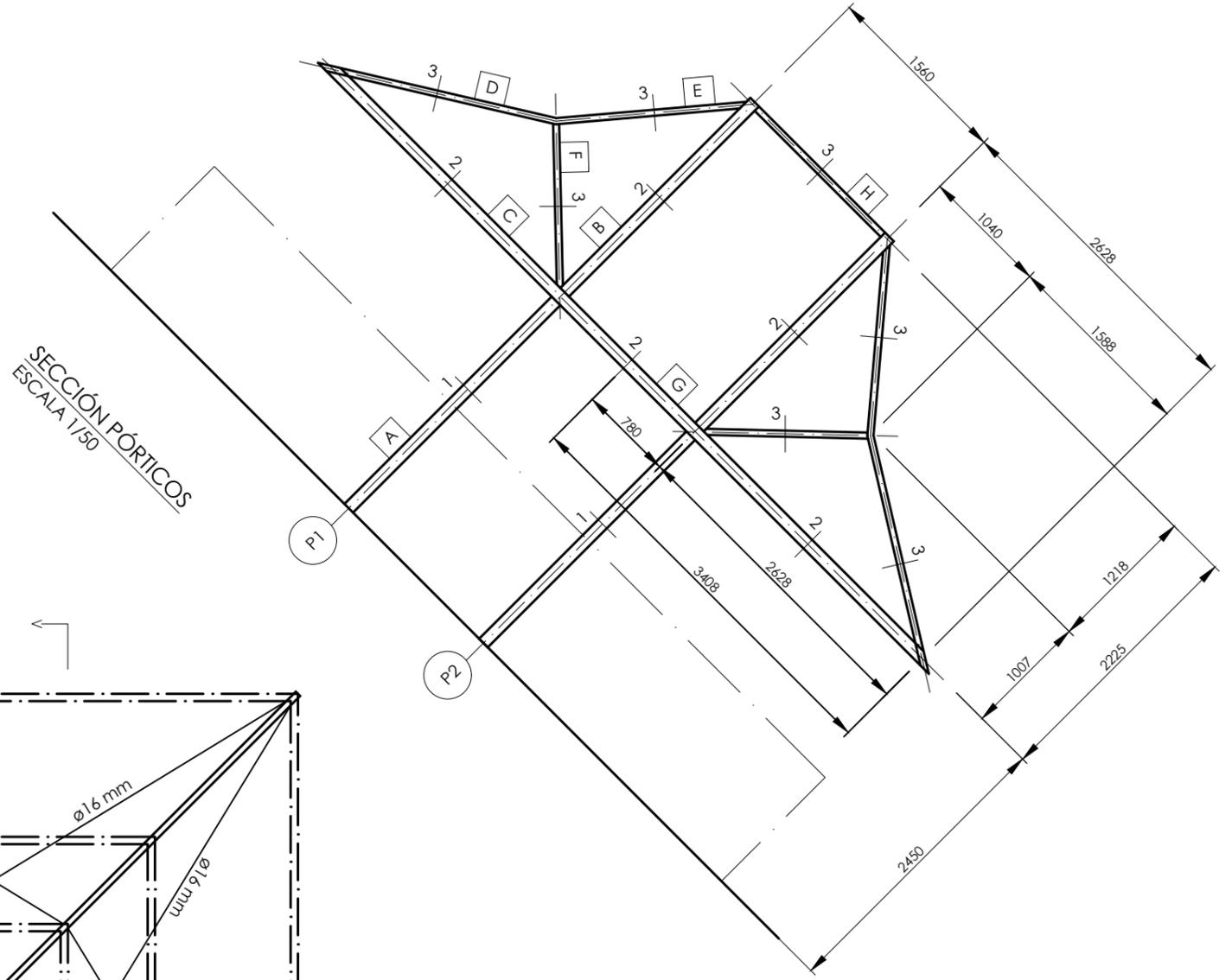
Cuadro de perfiles		
Sección	Perfil	Tipo de acero
Correa 1	#140.60.4	S - 275 - JR
Correa 2	#140.60.4	S - 275 - JR
Correa 3	#140.60.4	S - 275 - JR
Sección 1	#100.6	S - 275 - JR
Sección 2	#100.50.4	S - 275 - JR
Sección 3	#50.4	S - 275 - JR



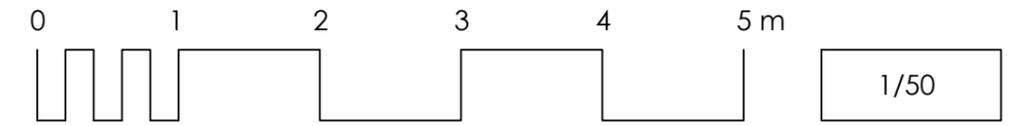
SECCIÓN CORREAS
ESCALA 1/50



PLANTA
ESCALA 1/50

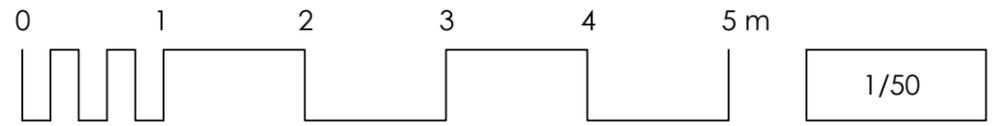
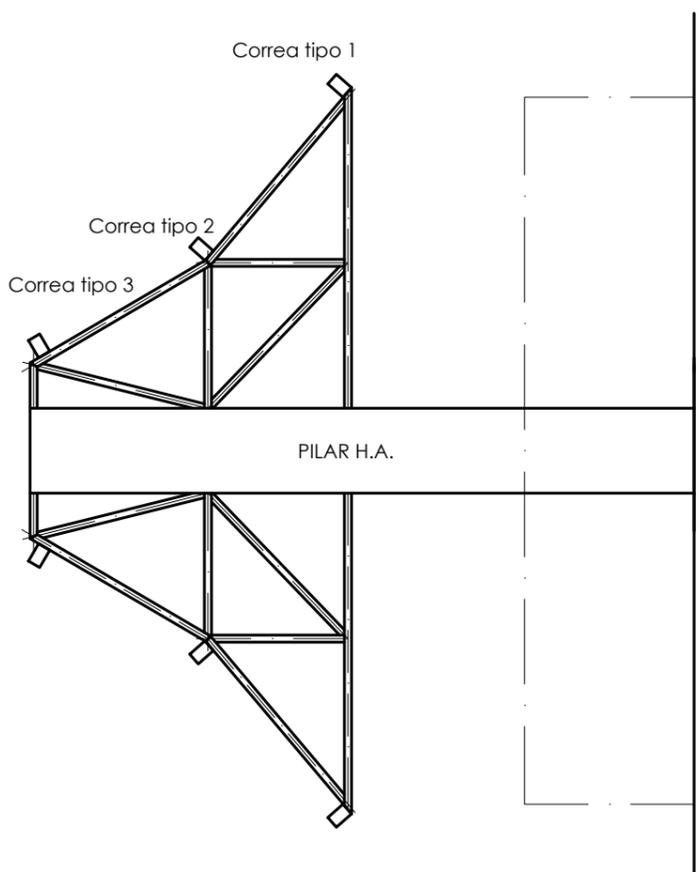
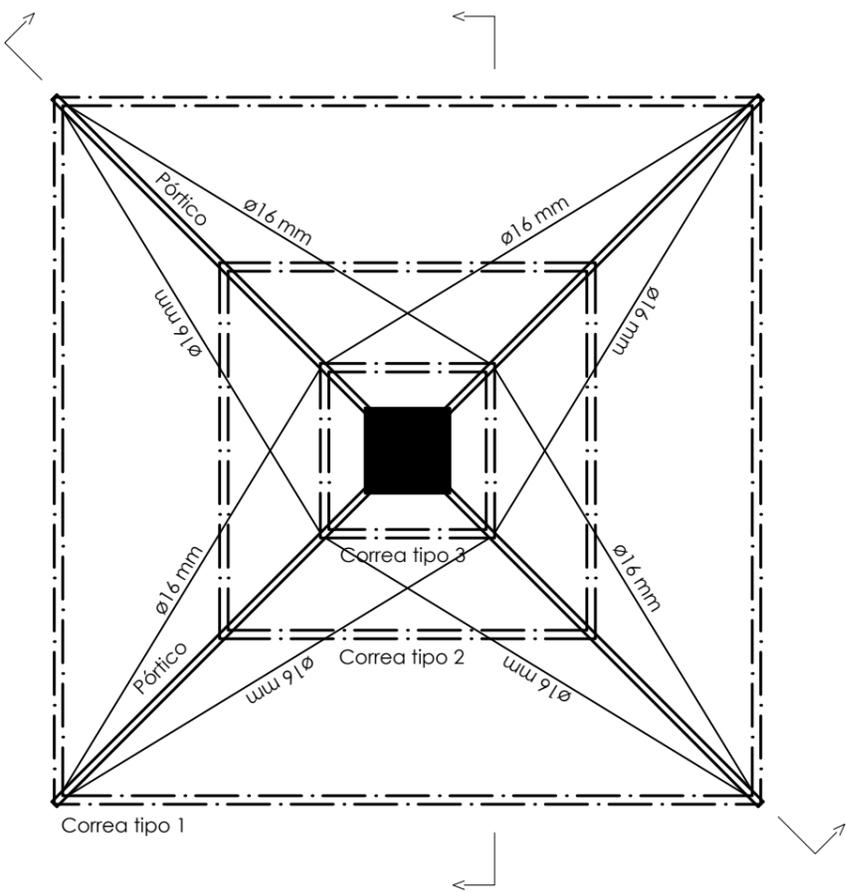
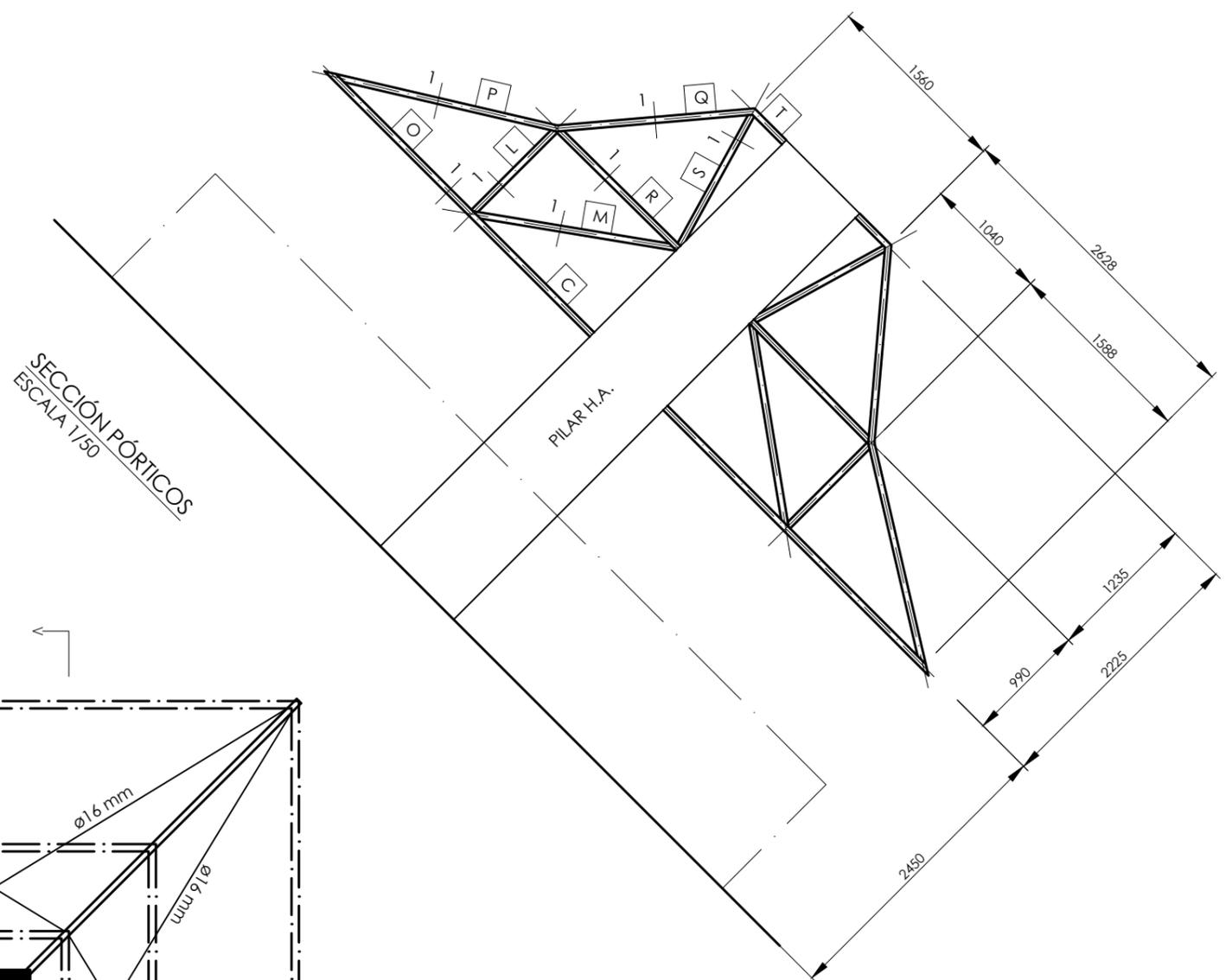


SECCIÓN PÓRTICOS
ESCALA 1/50



ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA		Revisión V 1.0
Universidad Carlos III de Madrid Grado en Ingeniería Mecánica	Fecha Sep -2017	Plano de ESTRUCTURA REFUERZO 05
Alumno Carlos San José Almodóvar - NIA. 100316580	Escala 1/50	

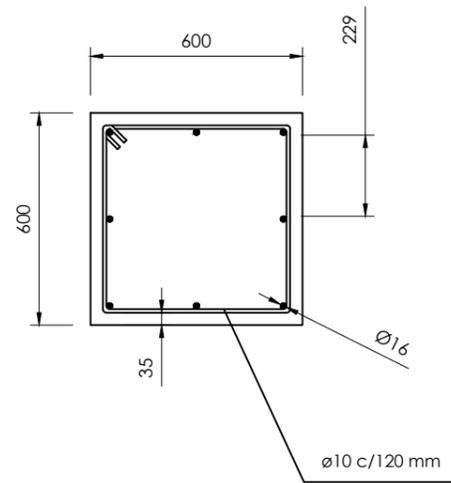
Cuadro de perfiles		
Sección	Perfil	Tipo de acero
Correa 1	#140.60.4	S - 275 - JR
Correa 2	#140.60.4	S - 275 - JR
Correa 3	#140.60.4	S - 275 - JR
Sección 1	# 50.4	S - 275 - JR



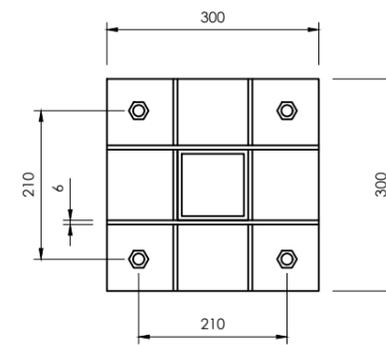
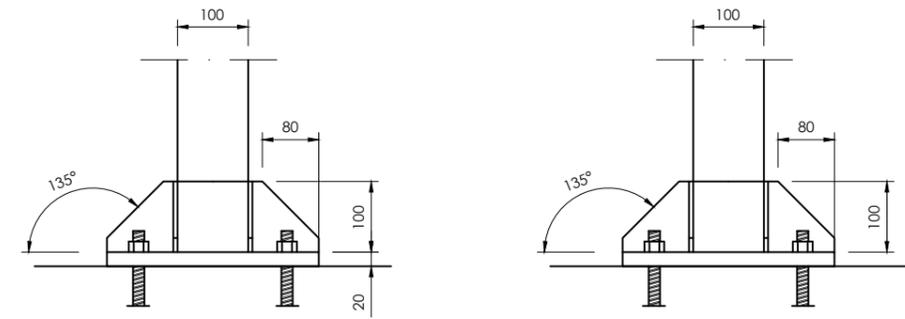
SECCIÓN CORREAS
ESCALA 1/50

PLANTA
ESCALA 1/50

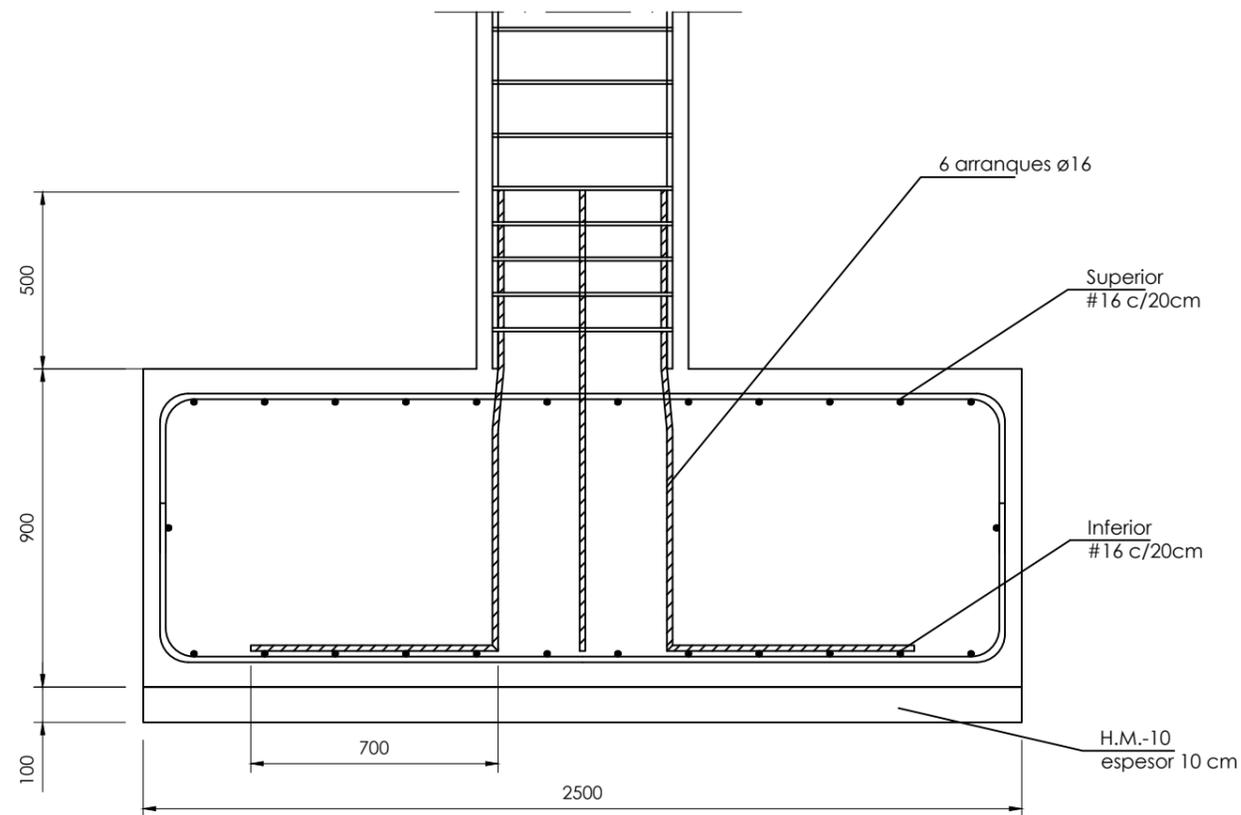
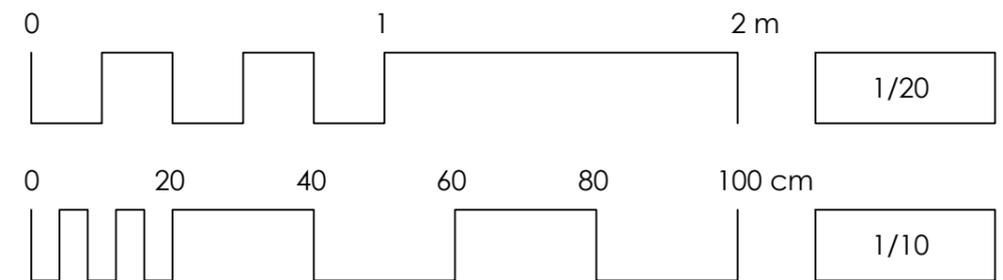
ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA		Revisión V 1.0
Universidad Carlos III de Madrid Grado en Ingeniería Mecánica	Fecha Sep -2017	Plano de ESTRUCTURA ALTERNATIVA 06
Alumno Carlos San José Almodóvar - NIA. 100316580	Escala 1/50	



DETALLE PILAR H.A. DISEÑO ALTERNATIVO
ESCALA 1/20



DETALLE PLACA DE ANCLAJE DISEÑO ORIGINAL
ESCALA 1/10



DETALLE CIMENTACIÓN DISEÑO ALTERNATIVO
ESCALA 1/20

ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y DISEÑO ALTERNATIVO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA		Revisión V 1.0
Universidad Carlos III de Madrid Grado en Ingeniería Mecánica	Fecha Sep -2017	Plano de DETALLES 07
Alumno Carlos San José Almodóvar - NIA. 100316580	Escala 1/10	