



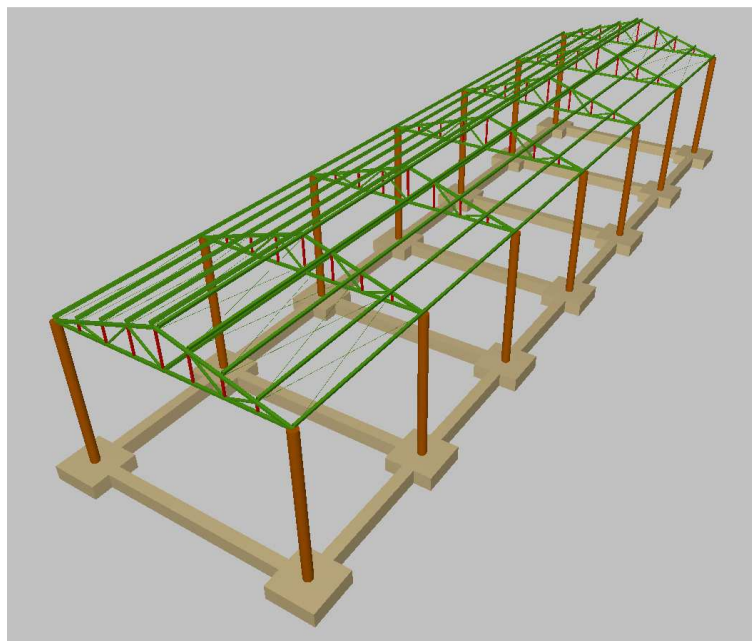
UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

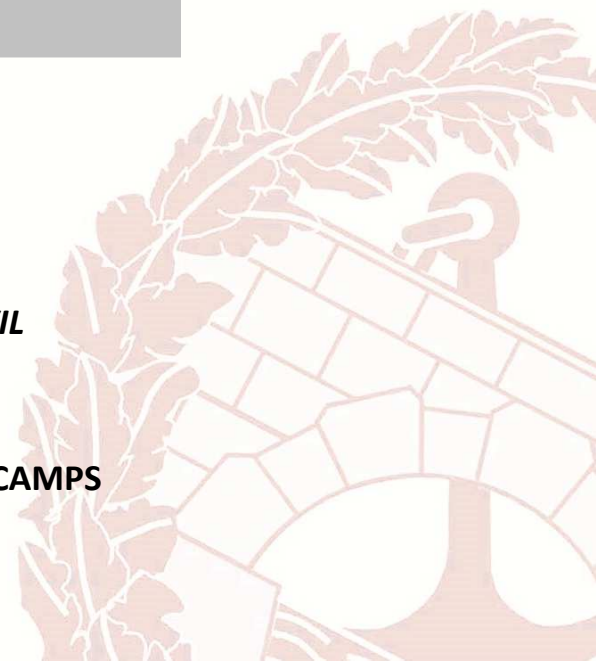
DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UNA NAVE INDUSTRIAL PARA ALMACENAMIENTO DE MATERIALES RECICLABLES CLASIFICADOS EN VILLENNA (ALICANTE)



Presentado por
LAURA HEDO RUIZ

Para la obtención del
GRADO DE INGENIERÍA CIVIL

CURSO: 2017-2018
TUTOR: D. CARLOS LLOPIS CAMPS
Septiembre 2018



ÍNDICE GENERAL

MEMORIA

DOCUMENTOS QUE ACOMPAÑAN A LA MEMORIA

ANEJOS A LA MEMORIA

- ANEJO Nº 1: ESTUDIO GEOTÉCNICO
- ANEJO Nº 2: CATÁLOGO CHAPA GRECADA
- ANEJO Nº 3: LISTADO RESULTADOS CYPE3D CORREA
- ANEJO Nº 4: LISTADO RESULTADOS CYPE3D PÓRTICO: CERCHA Y PILARES
- ANEJO Nº 5: LISTADO RESULTADOS CYPE3D CIMENTACIONES
- ANEJO Nº 6: LISTADO RESULTADOS CYPE3D PLACA DE ANCLAJE
- ANEJO Nº 7: RELACIÓN VALORADA

PLANOS

- 01. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO.
- 02. CIMENTACIÓN. PLANTA.
- 03. CIMENTACIÓN. ARMADOS.
- 04. CIMENTACIÓN. DETALLES.
- 05. PILARES. FORMAS Y ARMADOS.
- 06. ESTRUCTURA. PLANTA.
- 07. ESTRUCTURA. SECCIÓN.
- 08. ESTRUCTURA. DETALLES.
- 09. SOLERA.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UNA NAVE INDUSTRIAL PARA ALMACENAMIENTO DE MATERIALES RECICLABLES CLASIFICADOS EN VILLENNA (ALICANTE)

MEMORIA

Presentado por

LAURA HEDO RUIZ

Para la obtención del

GRADO DE INGENIERÍA CIVIL

CURSO: 2017-2018

TUTOR: D. CARLOS LLOPIS CAMPS

Septiembre 2018



MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	5
2. BASES DE CÁLCULO.....	6
2.1. NORMATIVA.....	6
2.2. METODOLOGÍA DE DIMENSIONAMIENTO.....	6
2.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....	7
2.3.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA EL HORMIGÓN.....	7
2.3.1.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.).....	7
2.3.1.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.).....	7
2.3.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA EL ACERO.....	8
2.3.2.1. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U.).....	8
2.3.2.2. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.).....	8
2.3.2.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE VIDA ÚTIL PARA LA COMPROBACIÓN DE ESTADO LÍMITE DE DURABILIDAD (E.L.D.).....	8
2.3.3. COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LOS MATERIALES.....	9
2.4. SITUACIONES DE PROYECTO.....	9
2.4.1. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA E.L.U.....	9
2.4.2. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA E.L.S.....	11
2.5. LIMITACIONES DE FLECHAS ADMISIBLES.....	11
3. CARACTERÍSTICAS DEL CIMIENTO. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	12
3.1. CONDICIONES DEL EMPLAZAMIENTO.....	12
3.2. SISMICIDAD.....	12
3.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	13
3.4. MODELOS DE CIMENTACIÓN Y TENSIÓN ADMISIBLE.....	13
3.5. AGRESIVIDAD POTENCIAL.....	14
3.6. ALTERABILIDAD POTENCIAL.....	14
3.7. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	14
4. CONDICIONANTES DE DISEÑO.....	15
5. ESTUDIO DE SOLUCIONES.....	16
6. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA FINALMENTE ADOPTADA.....	18
7. VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA.....	19
8. ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD.....	19
8.1. SELECCIÓN DE LA FORMA ESTRUCTURAL.....	19
8.2. PRESCRIPCIONES RESPECTO A LA CALIDAD DEL HORMIGÓN.....	20
8.2.1. CONDICIONES AMBIENTALES DEL EMPLAZAMIENTO.....	21
8.2.2. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS.....	21
8.2.3. AGRESIVIDAD AMBIENTAL.....	21
8.2.3.1. HORMIGÓN ARMADO EN CIMENTACIONES.....	22
8.2.3.2. HORMIGÓN ARMADO EN PILARES.....	22
8.2.4. ELECCIÓN DE LOS TIPOS DE CEMENTO A UTILIZAR.....	22
8.2.4.1. CEMENTOS UTILIZABLES. APLICACIÓN GENERAL.....	23

8.2.4.2. CEMENTOS UTILIZABLES. APLICACIONES ESPECÍFICAS.....	24
8.2.4.3. CEMENTOS RECOMENDADOS EN DETERMINADAS CIRCUNSTANCIAS DE HORMIGONADO.....	24
8.2.4.4. CEMENTOS RECOMENDADOS SEGÚN LAS CLASES DE EXPOSICIÓN DE LA EHE-08.....	24
8.2.5. CEMENTOS SELECCIONADOS.....	25
8.3. RECUBRIMIENTOS.....	26
8.4. VALORES MÁXIMOS DE LA ABERTURA DE FISURA.....	26
8.5. MEDIDAS ESPECIALES DE PROTECCIÓN.....	26
8.6. CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS.....	27
9. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	28
10. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.....	29
10.1. ACCIONES CONSIDERADAS.....	29
10.1.1. ACCIONES PERMANENTES (G).....	29
10.1.1.1. PESO PROPIO.....	29
10.1.1.2. CARGA MUERTA.....	29
10.1.2. ACCIONES VARIABLES (Q).....	29
10.1.2.1. SOBRECARGA DE USO.....	29
10.1.2.2. NIEVE.....	30
10.1.2.3. ACCIONES DE VIENTO.....	30
10.1.2.4. ACCIÓN TÉRMICA.....	32
10.1.3. ACCIONES ACCIDENTALES (A).....	33
10.1.3.1. ACCIÓN SÍSMICA.....	33
10.1.4. COMBINACIONES DE ACCIONES.....	34
10.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y DISEÑO.....	34
10.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE CÁLCULOS MANUALES.....	35
10.4. CÁLCULO DETALLADO DE LA ESTRUCTURA.....	42
10.4.1. COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE CUBIERTA.....	42
10.4.2. DIMENSIONAMIENTO DE LAS CORREAS.....	42
10.4.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA CERCHA Y LOS PILARES.....	47
10.4.4. DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.....	55
10.4.5. ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO.....	56
10.4.6. DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIONES ENTRE LAS CERCHAS Y LOS PILARES.....	57
10.5. SECCIÓN CONSTRUCTIVA.....	58
10.6. VISTAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA FINAL.....	59
11. CONCLUSIÓN.....	61

TABLA DE IMÁGENES

Ilustración 1 – Espectro de aceleraciones horizontales	33
Ilustración 2 – Sección de pilar propuesta.....	41
Ilustración 3 – Diagrama flexión-compresión del pilar.....	41
Ilustración 4 – Perfil chapa grecada PL40/250.....	42
Ilustración 5 – Tabla de dimensionamiento chapa grecada	42
Ilustración 6 – Aplicación de carga transversal para rigidez (kN)	43
Ilustración 7 – Desplazamiento debido a carga transversal para rigidez (mm)	43
Ilustración 8 – Correa más desfavorable.....	44
Ilustración 9 – Modelo de cálculo de la correa	44
Ilustración 10 – Rigidez longitudinal en el apoyo (kN/m)	44
Ilustración 11 – Cargas para hipótesis de carga muerta (kN/m)	44
Ilustración 12 – Cargas para hipótesis de sobrecarga de uso (kN/m)	45
Ilustración 13 – Cargas para hipótesis de incremento de temperatura (°C)	45
Ilustración 14 – Cargas para hipótesis de descenso de temperatura (°C).....	45
Ilustración 15 – Cargas para hipótesis de viento succión (kN/m)	45
Ilustración 16 – Cargas para hipótesis de viento presión (kN/m).....	45
Ilustración 17 – Cargas para hipótesis de nieve (kN/m).....	46
Ilustración 18 – Coeficientes de aprovechamiento de barra más solicitada	46
Ilustración 19 – Flechas máximas para cargas ascendentes y descendentes (mm).....	46
Ilustración 20 – Unión correa - cercha.....	47
Ilustración 21 – Modelo de cálculo del pórtico	48
Ilustración 22 – Numeración de nudos del modelo	48
Ilustración 23 – Secciones de cada barra del modelo.....	49
Ilustración 24 – Cargas para hipótesis de carga muerta (kN).....	49
Ilustración 25 – Cargas para hipótesis de sobrecarga de uso (kN)	50
Ilustración 26 – Cargas para hipótesis de incremento de temperatura (°C)	50
Ilustración 27 – Cargas para hipótesis de descenso de temperatura (°C).....	51
Ilustración 28 – Cargas para hipótesis de viento succión (kN)	51
Ilustración 29 – Cargas para hipótesis de viento presión (kN).....	52
Ilustración 30 – Cargas para hipótesis de nieve (kN).....	52
Ilustración 31 – Coeficientes de aprovechamiento (Se resalta valor de barra más solicitada).....	53
Ilustración 32 – Flechas máximas para cargas ascendentes y descendentes (mm).....	53
Ilustración 33 – Envoltorio de axiles en el pilar (kN).....	54
Ilustración 34 – Envoltorio de momentos flectores en el pilar (kNm)	54
Ilustración 35 – Coeficiente de aprovechamiento del pilar	55
Ilustración 36 – Cargas introducidas en el modelo simulando el peso de la viga de atado longitudinal	56
Ilustración 37 – Resumen resultados modelo de cimentación del pórtico	56
Ilustración 38 – Vista en planta y en alzado de la unión	58
Ilustración 39 – Sección constructiva	58

DOCUMENTOS QUE ACOMPAÑAN A LA MEMORIA

ANEJOS A LA MEMORIA

ANEJO Nº 1: ESTUDIO GEOTÉCNICO

ANEJO Nº 2: CATÁLOGO CHAPA GRECADA

ANEJO Nº 3: LISTADO RESULTADOS CYPE3D CORREA

ANEJO Nº 4: LISTADO RESULTADOS CYPE3D PÓRTICO: CERCHA Y PILARES

ANEJO Nº 5: LISTADO RESULTADOS CYPE3D CIMENTACIONES

ANEJO Nº 6: LISTADO RESULTADOS CYPE3D PLACA DE ANCLAJE

ANEJO Nº 7: RELACIÓN VALORADA

PLANOS

01. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO.
02. CIMENTACIÓN. PLANTA.
03. CIMENTACIÓN. ARMADOS.
04. CIMENTACIÓN. DETALLES.
05. PILARES. FORMAS Y ARMADOS.
06. ESTRUCTURA. PLANTA.
07. ESTRUCTURA. SECCIÓN.
08. ESTRUCTURA. DETALLES.
09. SOLERA.

1. INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este Trabajo Fin de Grado es definir y justificar una hipotética estructura mixta hormigón-metálica que serviría de cubierta para una zona de almacenamiento de productos reciclados en la planta de RSU de Villena, ubicada en el Paraje de Los Cabezos de dicho término municipal.

Se ha escogido esta ubicación por disponer de topografía y estudio geotécnico de la parcela.

Los documentos recogen y detallan los trabajos de diseño, cálculo y dimensionamiento de los elementos estructurales que componen la nave, así como las uniones, los planos de definición correspondientes y una valoración del coste de ejecución de la estructura diseñada.

El trabajo se propone como aplicación práctica realista de los conocimientos del Grado de Ingeniería Civil, enfrentando al alumno a un encargo similar al que podría realizar como parte de su trayectoria profesional en una consultora de ingeniería. Este tipo de estudios se realizan de forma habitual en las consultoras de proyectos por encargo de clientes privados, administraciones o empresas públicas.

En el estudio se pretende definir suficientemente la estructura justificando las dimensiones y características de cada uno de los elementos que la conforman para que cumplan todas las condiciones de dimensionamiento adoptadas. Para el cálculo de la estructura se ha realizado un pre-dimensionamiento mediante cálculos manuales y posteriormente se ha utilizado el programa de dimensionamiento de estructuras CYPE3D de la empresa CYPE Ingenieros, S.A. para la optimización y cálculo detallado.

El resultado del cálculo se grafía en los planos de ejecución de la estructura que se adjuntan en el presente informe.

La valoración económica de la estructura proyectada se aporta como anejo. Para la obtención de los precios se ha utilizado el Generador de precios de la construcción (España) de CYPE Ingenieros, S.A.

No son objeto de este trabajo las instalaciones auxiliares (instalaciones eléctricas, contra incendios, drenajes, etc.) ni la adecuación del acceso y del entorno de la estructura proyectada.

2. BASES DE CÁLCULO.

A continuación, se indicarán las distintas hipótesis y bases de cálculo adoptadas a la hora de realizar los cálculos estructurales.

2.1. NORMATIVA

Para la determinación de acciones se han utilizado las normas:

- Código Técnico de la Edificación, CTE-06, documento básico Seguridad Estructural: Seguridad Estructural, Acciones en la edificación, SE-AE.
- NCSE-02 “Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación”.

Para la evaluación y dimensionamiento de los elementos de hormigón se ha utilizado la norma:

- EHE-08 “Instrucción de hormigón estructural”.

Para la evaluación y proyecto de los elementos metálicos se han utilizado la norma:

- Código Técnico de la Edificación, CTE-06, documento básico Seguridad Estructural: Seguridad Estructural, Acero, SE-A.

Para la evaluación y dimensionamiento de las cimentaciones de la estructura:

- Código Técnico de la Edificación, CTE-06, documento básico Seguridad Estructural: Seguridad Estructural, Cimientos, SE-C.

2.2. METODOLOGÍA DE DIMENSIONAMIENTO.

La justificación de seguridad de la estructura se basa en el cumplimiento de los distintos Estados Límite que se definen en las normativas de aplicación para el cálculo. Los Estados Límite son aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. Podemos clasificar los estados límite en:

- Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

Los Estados Límite de Servicio corresponden a aquellas situaciones en las que la estructura no cumple los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos.

- Estados Límite Últimos (E.L.U.)

Los Estados Límite Últimos engloban todas aquellas situaciones que producen una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Debe comprobarse que una estructura no supere ninguno de los Estados Límite considerando los valores de cálculo de las acciones, de las características de los materiales y de los datos geométricos, en cualquiera de las siguientes situaciones de proyecto:

- Situaciones persistentes, que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura.
- Situaciones transitorias, como son las que se producen durante la construcción o reparación de la estructura.
- Situaciones accidentales, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura.

Para la comprobación de la capacidad del terreno para soportar las cargas transmitidas, se dejará de lado el método de los estados límite y se establecerá el nivel de seguridad a partir de un cálculo en tensiones admisibles.

De esta forma, para comprobar las tensiones transmitidas al terreno se emplearán los valores característicos directamente, sin afectar por ningún coeficiente de mayoración y se comprobará que la presión transmitida al terreno es inferior a la tensión admisible de éste.

2.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se distinguirán entre los coeficientes de seguridad a utilizar en el cálculo de los elementos de hormigón (pilares y cimentación) y en el cálculo de los elementos metálicos (cerchas, correas y arriostramientos).

2.3.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA EL HORMIGÓN.

Se han tenido en cuenta los coeficientes de seguridad indicados en la EHE para un nivel de ejecución Intenso y un control Estadístico del hormigón.

2.3.1.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)

Para el cálculo de la combinación de acciones en estado límite último se han utilizado los coeficientes de ponderación correspondientes a un nivel de control normal de las obras. Esto supone la adopción de los siguientes valores indicados en la Tabla 12.1.a de la EHE:

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$
Acciones variables	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$

Tipo de acción	Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Acciones variables	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Acciones accidentales	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

2.3.1.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ_f se tomarán los siguientes valores indicados en la Tabla 12.2 de la EHE:

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Acciones variables	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

2.3.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA EL ACERO.

2.3.2.1. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U.)

Para el cálculo de la combinación de acciones en Estado Límite Último se han utilizado los coeficientes de ponderación correspondientes a un nivel de control intenso de las obras, indicado en la Tabla 4.1 del DB-SE que se muestra a continuación:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

2.3.2.2. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Específicamente, el CTE no define unos coeficientes parciales de seguridad para E.L.S. ya que para dicha combinación se trabaja únicamente con valores característicos de acciones o afectados por los coeficientes de combinación correspondientes. Aun así, esa situación se puede asimilar a unos valores de cálculo con los coeficientes parciales de seguridad γ_f que se indican en la Tabla 12.2 de la EHE:

Tabla 12.2

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

Se indicarán para E.L.S. las combinaciones indicadas en el CTE-DB-SE. En su formulación no aparecen los coeficientes de seguridad de las acciones por ser valores unitarios.

2.3.2.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE VIDA ÚTIL PARA LA COMPROBACIÓN DE ESTADO LÍMITE DE DURABILIDAD (E.L.D.)

Como coeficiente de seguridad de vida útil para la comprobación del Estado Límite de Durabilidad se adoptará el establecido en el valor de la tabla 12.3 de la EHE:

Tabla 12.3

Tipo de proceso	Efecto desfavorable
Corrosión de las armaduras	$\gamma_L = 1,10$

2.3.3. COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LOS MATERIALES.

Los valores de cálculo de las propiedades de los materiales se obtienen a partir de los valores característicos divididos por un coeficiente parcial de seguridad. Los coeficientes parciales de seguridad a emplear para la minoración de las características de los diferentes materiales utilizados en la ejecución de las estructuras de hormigón armado se indican en el Capítulo IV, apartado 15.3 de la EHE:

- a) Estado Límite Último en situación persistente o transitoria:
 - Hormigón (γ_c) = 1,50.
 - Acero Corrugado (γ_s) = 1,15.
- b) Estado Límite Último en situación accidental:
 - Hormigón (γ_c) = 1,30.
 - Acero Corrugado (γ_s) = 1,00.
- c) Estado Límite de Servicio:
 - Hormigón (γ_c) = 1,00.
 - Acero Corrugado (γ_s) = 1,00.

Sin embargo, para los elementos metálicos de acero estructural se deberán tener en cuenta los diferentes coeficientes parciales de seguridad que se indican en el artículo 2.3.3 del DB-SE-A los cuales son:

- a) Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material, $\gamma_{M0} = 1,05$.
- b) Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad, $\gamma_{M1} = 1,05$.
- c) Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, $\gamma_{M2} = 1,25$.

2.4. SITUACIONES DE PROYECTO.

2.4.1. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA E.L.U.

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias
 - Con coeficientes de combinación

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

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

- G_k Acción permanente
- P_k Acción de pretensado
- Q_k Acción variable
- A_E Acción sísmica
- γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
- γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
- $\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
- $\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
- γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
- $\Psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal
- $\Psi_{s,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

Siendo los coeficientes de simultaneidad:

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

2.4.2. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA E.L.S.

- Combinación característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

2.5. LIMITACIONES DE FLECHAS ADMISIBLES.

Atendiendo a las limitaciones marcadas por el documento CTE-SE, se deberán respetar las siguientes limitaciones de flechas en los forjados, vigas de hormigón y elementos metálicos de la cubierta:

- “Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:”

Flecha activa menor a 1 cm. y a 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.

- “Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que:”

Flecha instantánea debida a las sobrecargas menor a 1/350.

- “Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que:”

Flecha total a plazo infinito menor a 1/300.

3. CARACTERÍSTICAS DEL CIMENTO. ESTUDIO GEOTÉCNICO.

La planta de RSU y vertedero de Villena se ubica en el Paraje de Los Cabezos. Del Estudio Geotécnico de la parcela, realizado en el año 1997 por el Departamento de Geotecnia del Instituto Técnico de la Construcción, que se aporta como anejo a este Trabajo Fin de Grado, se extrae:

Datos de partida del estudio geotécnico: Datos de campo, sondeos y calicatas realizados en la parcela, ensayos ejecutados en laboratorio, estudios realizados por ITC en la zona y análisis de diversas fuentes bibliográficas especializadas.

Objetivos del estudio:

- Identificación y localización espacial de los niveles que conforman el subsuelo en la zona de estudio.
- Identificación de posibles causas de inestabilidad para las edificaciones proyectadas.
- Determinación de parámetros y características geotécnicas relevantes a efectos del diseño de cimentaciones.

3.1. CONDICIONES DEL EMPLAZAMIENTO.

Nivel I: Rellenos: Materiales de origen natural que han sufrido una alteración, tanto por causas naturales como antrópicas. Se localizan de forma diseminada y en general con escaso espesor. Los materiales, en general, presentan una composición similar a la del substrato y quedan conformados por limos areno-arcillosos versicolores con yesos, que presentan tamaños variables desde muy finos hasta bolos y bloques. Los espesores detectados en sondeos van desde 0,15 hasta 2,80m

Nivel II: Formación arcillo-yesífera versicolor. Espesores de varios cientos de metros. Aunque su presencia no ha sido verificada en la campaña de sondeos y calicatas, no se puede descartar la aparición de afloramientos de yesos masivos intercalados en la formación arcillo-yesífera

3.2. SISMICIDAD.

El estudio geotécnico data de 1997 y por ello estipula que según la Norma de Construcción Sismorresistente, Parte General y Edificación (NCSE-94), aprobada por Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre, la localidad de Villena se encuentra englobada dentro de la zona sísmica segunda, grado sísmico VI-VII. En consecuencia, deberán ser tenidas en cuenta las cargas sísmicas en el cálculo de estructuras y cimentaciones y el estudio establece una aceleración sísmica de cálculo es de 0.07g para un periodo t_{50} y de 0.09g para un periodo t_{100} .

No obstante, a día de hoy la norma vigente es la Norma de Construcción Sismorresistente, Parte General y Edificación (NCSR-02), aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, lo cual se reflejará en el apartado correspondiente.

3.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.

TABLA III - PARÁMETROS GEOTECNICOS

NATURALEZA DEL TERRENO	ARCILLAS YESÍFERAS
Peso específico de partículas gr/cm ³	2.590
Peso específico seco gr/cm ³	1.85
Peso específico aparente gr/cm ³	2.07
Peso específico saturado gr/cm ³	2.14
Porosidad %	28.6
Índice de poros	0.400
Humedad %	12.1
Grado de saturación %	76.9
Resistencia a compresión Kp/cm ²	5.6
Ángulo de resistencia interna °	37-45
Cohesión Kg/cm ²	0.7-0.25
Modulo de deformación Kg/cm ²	180-480
Coefficiente de Balasto Kg/cm ³ ⁽³⁾	8.0-21.0
Clasificación Lambe	No crítico-Crítico
Contenido de sulfatos %	Hasta 8.2

Según el estudio geotécnico, estos parámetros son parámetros medios, obtenidos del estudio en laboratorio de muestras obtenidas in situ, así como de estimaciones en función de las características de los materiales según las distintas fuentes bibliográficas consultadas.

3.4. MODELOS DE CIMENTACIÓN Y TENSIÓN ADMISIBLE.

La formación arcillo-yesífera estudiada resulta apta para apoyar cimentaciones superficiales.

El plano de apoyo quedará situado sobre una formación litológicamente heterogénea, donde pueden encontrarse desde áreas fundamentalmente conformadas por yesos hasta otras casi completamente arcillosas. También pueden aparecer defectos de carácter local y puntual. Estas circunstancias implican la necesidad de verificar la calidad de los materiales en el momento de efectuar la excavación, vigilando que no existan fracturas que pudieran aislar bloques, e incluso prever la realización de trabajos de saneado puntuales.

Se recomienda el dimensionamiento suficiente de las zapatas y pilares en función de las cargas transmitidas, quedando aquellas convenientemente empotradas en el Nivel II anteriormente definido.

Para la valoración de la tensión admisible se han tenido en cuenta tanto los parámetros resistentes del suelo calculados a partir de ensayos in situ (S.P.T.), como de laboratorio (Ensayos de compresión simple y resistencia a corte), incluyendo los factores de corrección por asentamiento, distorsión angular, etc. calculados mediante la combinación de un método elástico y un método edométrico. No obstante, el estudio indica que podría ser necesario efectuar ajustes más precisos en función de las verificaciones realizadas en el momento de la excavación.

Con la salvedad apuntada anteriormente, el estudio geotécnico realizado por I.T.C. aporta los siguientes valores de tensión admisible, valores netos y de trabajo que pueden aplicarse directamente al diseño de las estructuras de cimentación:

Tensión admisible neta para cargas axiales sin mayorar:

1.- Plano de apoyo: Nivel II ⁽⁴⁾

Cimentación: Zapatas cuadradas o corridas

Tensión Admisible Neta: $\approx 3.5 \text{ Kgf/cm}^2$

⁴ Deberá comprobarse en todos los casos que el material sobre el que apoya la cimentación se encuentra inalterado, verificando la inexistencia de huecos o defectos que puedan suponer una merma de su calidad.

Tensión admisible del terreno para el dimensionamiento de la cimentación de la estructura: 350 kN/m^2 .

3.5. AGRESIVIDAD POTENCIAL.

Se han obtenido valores de contenido en sulfatos de hasta un 8,2%, por lo que resulta aconsejable el empleo de cementos sulforresistentes en los hormigones en contacto con dicho suelo.

Otras recomendaciones serían utilizar un hormigón con una buena relación A/C, bien curado y que resulte compacto puesto en obra, así como aumentar el espesor de recubrimiento de las armaduras.

3.6. ALTERABILIDAD POTENCIAL.

Las características de los materiales cortados permiten concluir que el conjunto estudiado presenta una alta susceptibilidad frente a agresiones y/o variaciones de su estado natural.

El sustrato alterado es podría desarrollar presiones de hinchamiento de cierta consideración.

Estas circunstancias advierten de la importancia de preservar el estado inalterado de los materiales, evitando exposiciones prolongadas a la intemperie, así como las infiltraciones de agua de manera incontrolada, sobre todo si se alargan en el tiempo.

3.7. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.

- A priori no se detecta nivel freático ni niveles de aguas colgadas. No obstante, cabe la posibilidad de que en el transcurso de las excavaciones aparezca algún pequeño nivel de escurrimiento a favor de zonas con mayor contenido de yesos y/o más intensamente fracturadas.
- Una vez eliminados los materiales alterados, la cimentación de los edificios podrá diseñarse mediante elementos superficiales (zapatas aisladas o corridas) convenientemente empotrados en el Nivel II

inalterado.

- La tensión admisible calculada para esos modelos de cimentación es de 350 kN/m², valor al que deberá aproximarse suficientemente la carga transmitida por las estructuras.
- Los materiales sobre los que apoyará la cimentación son altamente sensibles frente a los cambios en su estado natural, desarrollando hinchamientos y/o retracciones que podrían llegar a afectar a la estabilidad de las estructuras, por lo que deberán adoptarse medidas para minimizar las fugas de agua y aislar convenientemente cualquier fuente de frío o calor.
- El importante contenido de sulfatos recomienda el aislamiento de la cimentación o la utilización de cementos sulforresistentes.
- El conjunto de materiales cortados permite una excavación con medios mecánicos habituales (excavadoras y retroexcavadoras) aunque no resulta descartable la ocasional existencia de formaciones de yesos masivos que precisarán para su remoción de medios mecánicos más enérgicos.
- Se consideran estables taludes de relación H/V entre 1,5/1 y 2/1, aunque se insiste en que éstos deberán quedar suficientemente protegidos frente a la acción de los agentes medioambientales (precipitación directa, fenómenos alternativos de humedad-sequedad, etc.)

Para mayor información y detalle consultar el informe geotécnico adjunto en el Anejo N° 1.

4. CONDICIONANTES DE DISEÑO.

Para estimar las dimensiones mínimas que debe tener la cubierta, se deben tener en cuenta una serie de condicionantes de diseño relativos a la operatividad de la planta. (Estos valores se suponen en el proyecto actual, pero en un caso real deberían de ser aportados y acordados por la administración / empresa que opere la planta, a quien, en adelante, se denominará "el Promotor").

- Se pretende que la cubierta esté abierta en todo su perímetro para permitir el paso de maquinaria tanto por el lado largo de la nave como por el lado corto. El Promotor no solicita fachadas en la estructura.
- Se busca una separación entre pórticos mínima para optimizar la solución de cubierta. Así, se toma el ancho de la maquinaria con la que se transportarán los materiales más un margen de seguridad a cada lado. Se supone un ancho de 3,5 m más 1 m a cada lado, obteniendo una separación mínima de pórticos de 5,5 m.
- El ancho en planta viene fijado por condicionantes del Promotor, siendo este ancho de 8 m sin posibilidad de disponer pilares intermedios.
- La superficie mínima de almacenamiento solicitada por el Promotor es de 250 m², por lo que se propone disponer de 7 pórticos, obteniendo una superficie total de $(7-1) \cdot 5,5 \cdot 8 = 264$ m².

- La altura libre la marca también la maquinaria que se utilizará para descargar los materiales. Se supone una altura mínima libre necesaria de 4 m, a la cual se le añadirá 0,5 m de margen adicional.
- Finalmente, la cota de cimentación (cara superior de zapatas) será de -0,5 m respecto a la cota de piso terminado para poder disponer el espesor de la solera y una capa de terreno bajo la misma. Se estima una solera de 0,2 m de espesor y un relleno bajo la misma de 0,3 m.

5. ESTUDIO DE SOLUCIONES.

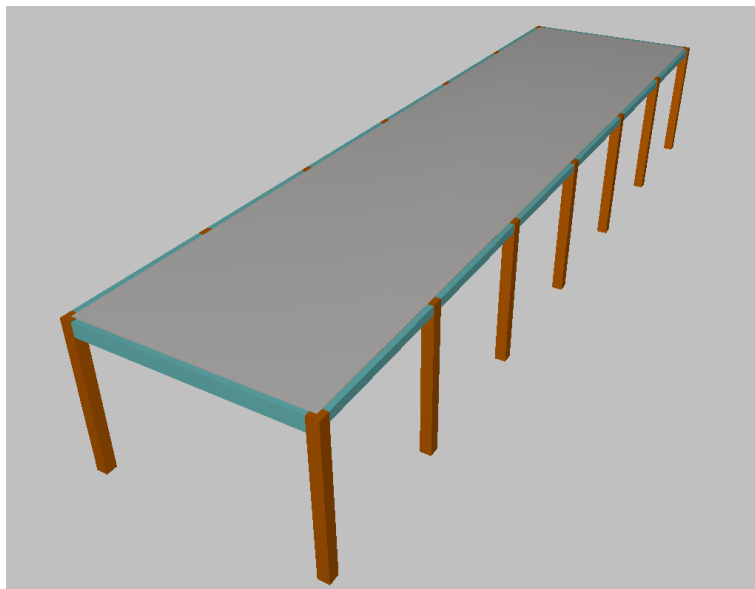
Para la resolución de la estructura objeto de estudio se plantean tres alternativas estructurales:

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN:

Para las luces que se están manejando, la solución de hormigón armado no parece adecuada ya que son luces relativamente grandes (8 metros). Además, la necesidad de disponer de encofrado de importante altura (5 metros) penalizaría el tiempo de ejecución de la estructura.

Por otro lado, considerando que no se pretende dar un uso propio a la cubierta, las cargas verticales son pequeñas por lo que no está justificada una solución pesada de hormigón.

La solución de hormigón prefabricado no es tampoco competitiva en precio debido al pequeño tamaño de la cubierta que precisaría de un pequeño volumen de material.

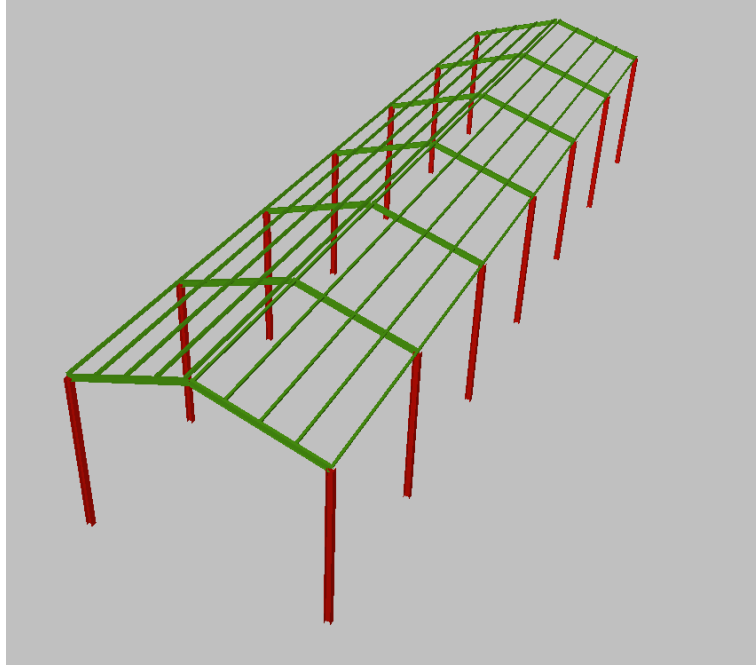


ESTRUCTURA METÁLICA:

Para la cubierta parece adecuada la estructura metálica puesto que el rango de luces y las cargas permiten la resolución con una solución ligera sin necesidad de disponer de encofrados ni puntales provisionales.

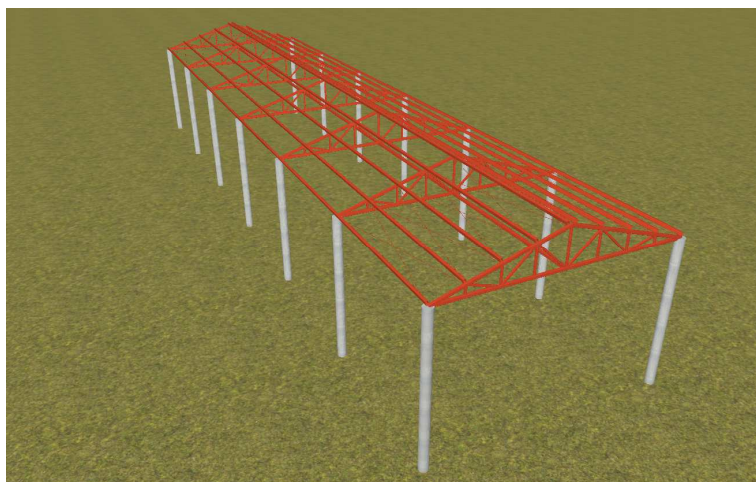
Sin embargo, los pilares metálicos presentan problemas de mantenimiento en las placas base en cimentación frente a posibles efluentes agresivos que generarían gastos en mantenimiento.

Además, la estructura sería en general demasiado ligera debiendo compensar esta falta de peso con la cimentación para dar estabilidad frente a levantamiento por succión del viento, dando como resultado una solución de cimentación más pesada.



ESTRUCTURA COMBINADA:

Se considera la solución más apropiada puesto que la cubierta metálica ligera permite una rápida ejecución (cerchas soldadas en taller y apoyadas directamente sobre los pilares sin cimbras y utilizando maquinaria ligera) y los pilares de hormigón proporcionan protección frente a posibles ambientes agresivos y frente a eventuales impactos de la maquinaria con la que se manejan los materiales almacenados.



Por otro lado, consideramos que la solución de cercha y pilares circulares tiene un mayor valor estético que las anteriores.

6. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA FINALMENTE ADOPTADA

SOLUCIÓN ADOPTADA:

Cercha metálica de perfiles tubulares apoyada sobre pilares circulares de hormigón armado, para conformar una estructura aporticada que sirva de cubierta para almacenar materiales empacados. Correas de perfiles tubulares con cubierta de chapa de acero galvanizado. Sin cerramientos laterales.

- Ancho de la estructura = 8m.
- Largo total de la estructura = 33 m.
- Superficie = 264 m².
- Altura útil de la nave = 4,50 m.
- Modulación entre pórticos = 5,50 m.
- Cubierta a dos aguas.
- Pendiente de cubierta = 17°
- Separación entre correas de cubierta = 1.047 mm.

GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS:

- Pilares circulares de hormigón armado de 30 cm de diámetro.
- Altura de pilares = 5 m desde la cara superior de cimentación.
- Cercha metálica mediante perfiles tubulares triangulados:
 - Triangulación central tipo Warren con montantes. Canto de cercha metálica en clave = 1,25 m (medido a ejes).
 - Cordón superior inclinado a doble pendiente, perfil #100x80x5.
 - Cordón inferior recto, perfil #100x80x5.
 - Montantes y diagonales, perfil #50x3.
- Estructura de cubierta a doble pendiente de 17°, con 10 líneas de correas, perfil #120x80x5, separadas 1.047 mm, en los nudos superiores de la cercha.
- Perfil de arriostramiento del cordón inferior, perfil #100x5.
- Tirantillas de arriostramiento para las correas en cubierta, barra de acero lisa $\Phi 10$.
- Cubierta a base de chapa grecada galvanizada tipo PL 40/250 de 0,8mm de espesor (Arcelor o similar).
- Cimentaciones aisladas mediante zapatas y vigas de atado.
 - Zapatas cuadradas de 180x180x40 cm, armado superior e inferior # $\Phi 12/30$.
 - Vigas de atado de 40x40 cm, armado 2 $\Phi 16$ superior e inferior y estribos $\Phi 8/30$ con armadura de piel de 2 $\Phi 12$.

7. VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA.

Según la tabla 5.1 de la EHE, se establece que la vida útil de la estructura será:

- Edificios o instalaciones agrícolas o industriales y obras marítimas. Vida útil, entre 15 y 50 años.

El Promotor establece una vida útil de 50 años.

8. ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD.

La Instrucción deja a criterio del Autor del proyecto la estimación de la vida útil de la estructura mediante la comprobación del Estado Límite de durabilidad, si lo estima conveniente en base a las características de la misma. No es el caso que nos ocupa, debido al carácter auxiliar de la estructura proyectada.

Las medidas necesarias para que la estructura alcance la duración de la vida útil acordada, en función de las condiciones de agresividad ambiental a las que pueda estar sometida se plasmarán en el proyecto incluyendo en el mismo una estrategia de durabilidad, acorde a los criterios establecidos en el Apartado 37.2. de la instrucción.

La estrategia de durabilidad incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

- a) Selección de formas estructurales adecuadas, de acuerdo con lo indicado en 37.2.2.VII-2.
- b) Consecución de una calidad adecuada del hormigón y, en especial de su capa exterior, de acuerdo con indicado en 37.2.3.
- c) Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras, según 37.2.4 y 37.2.5.
- d) Control del valor máximo de abertura de fisura, de acuerdo con 37.2.6.
- e) Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos, según 37.2.7.
- f) Adopción de medidas contra la corrosión de las armaduras, conforme a lo indicado en 37.4.

8.1. SELECCIÓN DE LA FORMA ESTRUCTURAL.

Según la EHE-08, en el proyecto se definirán los esquemas estructurales, las formas geométricas y los detalles que sean compatibles con la consecución de una adecuada durabilidad de la estructura.

Se evitará el empleo de diseños estructurales que sean especialmente sensibles frente a la acción del agua y, en la medida de lo posible, se reducirá al mínimo el contacto directo entre ésta y el hormigón.

Además, se diseñarán los detalles de proyecto necesarios para facilitar la rápida evacuación del agua, previendo los sistemas adecuados para su conducción y drenaje (imbornales, conducciones, etc.). En especial, se procurará evitar el paso de agua sobre las zonas de juntas y sellados. Se deberán prever los sistemas adecuados para evitar la existencia de superficies sometidas a salpicaduras o encharcamiento de agua. El

diseño de estos elementos queda excluido del presente TFG.

Cuando la estructura presente secciones con aligeramientos u oquedades internas, se procurará disponer los sistemas necesarios para su ventilación y drenaje, pero este no es nuestro caso.

Salvo en obras de pequeña importancia, se deberá prever, en la medida de lo posible, el acceso a todos los elementos de la estructura, estudiando la conveniencia de disponer sistemas específicos que faciliten la inspección y el mantenimiento durante la fase de servicio, de acuerdo con lo indicado en el Capítulo XVIII de esta Instrucción. La estructura proyectada es completamente accesible.

8.2. PRESCRIPCIONES RESPECTO A LA CALIDAD DEL HORMIGÓN.

Una estrategia enfocada a la durabilidad de una estructura debe conseguir una calidad adecuada del hormigón, en especial en las zonas más superficiales donde se pueden producir los procesos de deterioro.

Se entiende por un hormigón de calidad adecuada, aquel que cumpla las siguientes condiciones:

- Selección de materias primas acorde con lo indicado en los Artículos 26º al 35º (Cementos, agua, áridos, aditivos, adiciones, hormigones, aceros para armaduras pasivas, armaduras pasivas, acero para armaduras activas, armaduras activas)
- Dosificación adecuada, según lo indicado en el Punto 37.3.1, así como en el Punto 71.3.2.
- Puesta en obra correcta, según lo indicado en el Artículo 71º.
- Curado del hormigón, según lo indicado en el Apartado 71.6
- Resistencia acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.
- Comportamiento conforme con los requisitos del Punto 37.3.1.
 - a) Requisitos generales:
 - Máxima relación agua/cemento, según 37.3.2.
 - Mínimo contenido de cemento, según 37.3.2.
 - b) Requisitos adicionales:
 - Mínimo contenido de aire ocluido, en su caso, según 37.3.3.
 - Utilización de un cemento resistente a los sulfatos, en su caso, según 37.3.4.
 - Utilización de un cemento resistente al agua de mar, en su caso, según 37.3.5.
 - Resistencia frente a la erosión, en su caso, según 37.3.6.
 - Resistencia frente a las reacciones álcali-árido, en su caso, según 37.3.7.

A este respecto, en los apartados sucesivos, se explica el proceso de elección de los cementos a utilizar, para los hormigones previstos de acuerdo con los requisitos estructurales y el acero para armaduras pasivas

El resto de características se garantizarán mediante las certificaciones de calidad de los hormigones procedentes de central, los aceros suministrados y los resultados de los correspondientes controles de calidad

que necesariamente debería establecer el Pliego de Condiciones del Proyecto de la instalación, que no es objeto de este trabajo.

Las prescripciones que determine el proyecto en cuanto a los materiales y las condiciones de calidad y puesta en obra que establezca el Pliego de Condiciones, deberán ser exigidas y controladas en fase de ejecución por el Director de Obra.

8.2.1. CONDICIONES AMBIENTALES DEL EMPLAZAMIENTO.

El clima en Villena viene condicionado por la orografía montañosa, que impide la influencia del mar pese a la cercanía del municipio con la costa. Una altitud media por encima de los 500 m, temperaturas extremas propias de un clima continental de la meseta y la escasez e irregularidad de las precipitaciones, configuran un clima de estepa local.

Villena presenta unas temperaturas extremas que suelen oscilar entre los -3 °C y los 35 °C. La temperatura media anual en Villena es de 15.3 °C y la Precipitación media es de 421 mm. El período de máximas lluvias se registra durante los meses de primavera y otoño.

De acuerdo con Köppen y Geiger clima se clasifica como BSk, clima mediterráneo seco, semiárido o estepario, frío, con temperatura media anual por debajo de los 18°C.

8.2.2. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS.

Del estudio geotécnico se extraen las siguientes condiciones que son relevantes a efectos de la durabilidad de la obra:

- A priori no se detecta nivel freático ni niveles de aguas colgadas. No obstante, cabe la posibilidad de que en el transcurso de las excavaciones aparezca algún pequeño nivel de escurrimiento a favor de zonas con mayor contenido de yesos y/o más intensamente fracturadas.
- Una vez eliminados los materiales alterados, la cimentación de los edificios podrá diseñarse mediante elementos superficiales convenientemente empotrados en el Nivel II inalterado.
- Los materiales sobre los que apoyará la cimentación son altamente sensibles frente a los cambios en su estado natural, desarrollando hinchamientos y/o retracciones que podrían llegar a afectar a la estabilidad de las estructuras, por lo que deberán adoptarse medidas para minimizar las fugas de agua y aislar convenientemente cualquier fuente de frío o calor.
- El importante contenido de sulfatos recomienda el aislamiento de la cimentación o la utilización de cementos sulforresistentes.

8.2.3. AGRESIVIDAD AMBIENTAL.

Según el artículo 8.2.1 de la EHE, el tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a

provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

8.2.3.1. HORMIGÓN ARMADO EN CIMENTACIONES

- Ambiente IIb: Clase general de exposición del hormigón normal con humedad media y corrosión de origen diferente a los cloruros, para elementos en exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm, según tabla 8.2.2.
- Clase específica de exposición según tablas 8.2.3.a y b. Ambiente Qb.
- Resistencia mínima del hormigón = 30 N/mm², relación máxima A/C = 0,50 y mínimo contenido de cemento = 350 kg/m³, según tablas 37.3.2.a y b.
- Recubrimientos mínimos según tabla 37.2.4.1.a y 37.2.4.1.c.

8.2.3.2. HORMIGÓN ARMADO EN PILARES

- Ambiente IIb: Clase general de exposición del hormigón normal con humedad media y corrosión de origen diferente a los cloruros, para elementos en exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm, según tabla 8.2.2.
- Resistencia mínima del hormigón = 30 N/mm², relación máxima A/C = 0,55 y mínimo contenido de cemento = 300 kg/m³, según tablas 37.3.2.a y b.
- Recubrimientos mínimos según tabla 37.2.4.1.a y 37.2.4.1.c.

8.2.4. ELECCIÓN DE LOS TIPOS DE CEMENTO A UTILIZAR.

Según la Instrucción para la recepción de cementos (RC-16), Artículo 13: Uso de los cementos:

Siempre que el **contenido de sulfatos**, expresado como SO₄, sea **igual o mayor** que 600 mg/l en el caso de aguas, o **3.000 mg/kg en el caso de suelos**, como es nuestro caso, los cementos deberán poseer la característica adicional de resistencia a sulfatos, especificada en el apartado AII.2.1.

Para fabricar un hormigón se recomienda utilizar el cemento de la menor clase de resistencia que sea posible y compatible con la resistencia mecánica del hormigón especificada de tal modo que se asegure el mínimo contenido de cemento que, por motivos de durabilidad establece la EHE-08 para cada clase de exposición en función del tipo de hormigón.

RC-16, ANEJO VIII. Recomendaciones de uso.

Los cementos recomendados para hormigones estructurales son los indicados en el apartado AVIII.2. En él se incluyen algunas recomendaciones específicas en función de las condiciones de hormigonado y la clase de exposición, que tienen carácter general para otro tipo de aplicaciones contenidas en el resto de los apartados, por lo que deberán tenerse en cuenta.

Los cementos no recomendados expresamente para aplicaciones concretas pueden utilizarse, siempre que no haya circunstancias que desaconsejen su empleo, adoptando precauciones técnicas especiales.

Selección del tipo de cemento a emplear en hormigón estructural. Criterios:

1. La aplicación general o estructural específica del hormigón.
2. Las circunstancias de hormigonado.
3. La clase de exposición.

8.2.4.1. CEMENTOS UTILIZABLES. APLICACIÓN GENERAL.

INSTRUCCIÓN EHE-08, Anejo 22, Tabla A19.1, cementos utilizables:

TIPOS DE ELEMENTO	CEMENTOS RECOMENDADOS
Hormigón de limpieza	Cementos comunes.

Para la fabricación del hormigón no estructural, podrá emplearse hasta un 100% de árido grueso reciclado, siempre que éste cumpla las especificaciones definidas para el mismo en el Anejo 19 de esta Instrucción.

Los hormigones de uso no estructural se caracterizan por poseer bajos contenidos de cemento, por lo que resulta conveniente la utilización de aditivos reductores de agua al objeto de reducir en lo posible la estructura porosa del hormigón en estado endurecido.

Hormigón de Limpieza (HL): En la identificación de este tipo de hormigón se hace referencia expresa a la dosificación mínima de cemento, quedando un único hormigón para este uso, con la siguiente Tipificación:

HL-150/C/TM

Como se indica en la identificación, la dosificación mínima de cemento será de 150 kg/m³.

Se recomienda que el Tamaño Máximo del árido sea inferior a 30 mm, al objeto de facilitar la trabajabilidad.

INSTRUCCIÓN EHE-08, Capítulo VI, artículo 26º, tabla 26.1, selección del tipo de cemento en función de la aplicación:

APLICACIÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Hormigón en masa	Cementos comunes excepto los tipos: CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T y CEM III/C. Cementos para usos especiales ESP VI-1.
Hormigón armado (cimentación y pilares)	Todos los cementos comunes excepto los tipos: CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C y CEM V/B.

En la tabla 26.1, las condiciones de utilización permitida para cada tipo de hormigón, se deben considerar extendidas a los cementos blancos y a los cementos con características adicionales (de resistencia a sulfatos y al agua de mar, de resistencia al agua de mar y de bajo calor de hidratación) correspondientes al mismo tipo y clase resistente que aquéllos.

La tabla 26.1 coincide con la Tabla AVIII.2.1 de la Instrucción RC-16, Anejo VIII, Apartado AVIII.2 Cementos

recomendados para hormigones estructurales, AVIII.2.1 Aplicaciones estructurales genéricas.

8.2.4.2. CEMENTOS UTILIZABLES. APLICACIONES ESPECÍFICAS.

Instrucción RC-16. Tabla AVIII.2.2.1: Cementos recomendados para su uso en la fabricación de hormigones destinados a CIMENTACIONES.

APLICACIÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Cimentaciones de hormigón en masa	<p>Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM IV/B, siendo adecuados el resto de cementos comunes, excepto los CEM II A-Q, CEM II B-Q, CEM II A-W, CEM II B-W, CEM II A-T y CEM II B-T.</p> <p>En todos los casos es recomendable la característica adicional de bajo calor de hidratación (LH).</p> <p>Es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a los sulfatos (SR) o al agua de mar (MR) cuando corresponda.</p>
Cimentaciones de hormigón armado (zapatas y vigas centradoras y de atado)	<p>Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM I y CEM II/A, siendo adecuados el resto de cementos comunes a excepción de los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/B, CEM III/C y CEM IV/B</p> <p>Es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a los sulfatos (SR) o al agua de mar (MR) cuando corresponda.</p>

8.2.4.3. CEMENTOS RECOMENDADOS EN DETERMINADAS CIRCUNSTANCIAS DE HORMIGONADO.

En la tabla AVIII.2.3 de la Instrucción RC-16 se recogen los cementos recomendados para su uso en la fabricación de hormigones estructurales en determinadas circunstancias de hormigonado:

APLICACIÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Hormigonado en tiempo frío	<p>Cementos comunes tipo CEM I, CEM II/A y CEM IV/A.</p> <p>Se recomienda la utilización de cementos de clase resistente alta o media (52,5 y 42,5).</p>
Hormigonado en ambientes secos y sometidos al viento y, en general, en condiciones que favorecen la desecación del hormigón	Cementos comunes tipo CEM I, CEM II/A
Insolación fuerte u hormigonado en tiempo caluroso	<p>Cementos comunes tipo Cementos comunes tipo CEM II, CEM III/A, CEM IV/A y CEM V/A.</p>

8.2.4.4. CEMENTOS RECOMENDADOS SEGÚN LAS CLASES DE EXPOSICIÓN DE LA EHE-08.

Instrucción RC-16. Tabla AVIII.2.4: Cementos recomendados para la fabricación de hormigones según las clases de exposición contempladas en la Instrucción de Hormigón Estructural vigente a las que vayan a estar sometidos.

CLASE DE EXPOSICIÓN	TIPO DE PROCESO	CEMENTOS RECOMENDADOS
I	Ninguno	Todos los recomendados según la aplicación prevista.
II	Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros	CEM I, cualquier CEM II (preferentemente CEM II/A), CEM III/A, CEM IV/A.
III	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino	Muy adecuados los cementos CEM II/S, CEM II/V (preferentemente los CEM II/B-V), CEM II/P (preferentemente los CEM II/B-P), CEM II/A-D, CEM III, CEM IV (preferentemente los CEM IV/A) y CEM V/A.
IV	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino	Preferentemente, los CEM I y CEM II/A y, además, los mismos que para la clase de exposición III.
Q ⁽²⁾	Ataque al hormigón por sulfatos	Los mismos que para la clase de exposición III.
Q	Lixiviación del hormigón por aguas puras ácidas o con CO ₂ agresivo	Cementos comunes de los tipos CEM II/P, CEM II/V, CEM II/A-D, CEM II/S, CEM III, CEM IV y CEM V.
Q	Reactividad álcali-árido	Cementos de bajo contenido en alcalinos (óxidos de sodio y de potasio) en los que: $(Na_2O)_{eq} = Na_2O (\%) + 0,658 K_2O (\%) < 0,60$

(2) En esta clase de exposición es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a los sulfatos (SR/SRC), en el caso de que la clase específica Qb o Qc, tal y como establece la EHE-08.

8.2.5. CEMENTOS SELECCIONADOS.

En base a lo anterior se han seleccionado los siguientes tipos de cemento según aplicación:

- Hormigón en cimentación = HA-30/B/20/IIb+Qb
 - Máxima relación A/C = 0,50.
 - Mínimo contenido de cemento = 350 kg/m³.
 - Tipo de cemento = CEM III/B-SR
- Hormigón en pilares = HA-30/B/20/IIb
 - Máxima relación A/C = 0,55.
 - Mínimo contenido de cemento = 300 kg/m³.
 - Tipo de cemento = CEM II/A

8.3. RECUBRIMIENTOS.

Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras, según 37.2.4 y 37.2.5.

- Hormigón en cimentación = HA-30/B/20/IIb+Qb
 - Recubrimiento nominal = 4,5 cm.
- Hormigón en pilares = HA-30/B/20/IIb
 - Recubrimiento nominal = 3,0 cm.

8.4. VALORES MÁXIMOS DE LA ABERTURA DE FISURA.

La durabilidad es, junto a consideraciones funcionales y de aspecto, uno de los criterios en los que se basa la necesidad de limitar la abertura de fisura.

En ausencia de requerimientos específicos (estanquidad, etc.), las aberturas características de fisura no serán superiores a las máximas aberturas de fisura ($w_{m\acute{a}x}$) que figuran en la tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación de acciones cuasi permanentes)	Hormigón pretensado (para la combinación de acciones frecuentes)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

En nuestro caso:

- Cimentación: abertura máxima de fisura = 0,1 mm, para clase de exposición IIb+Qb.
- Pilares: abertura máxima de fisura = 0,3 mm, para clase de exposición IIb.

8.5. MEDIDAS ESPECIALES DE PROTECCIÓN.

En casos de especial agresividad, cuando las medidas normales de protección no se consideren suficientes, se podrá recurrir a la disposición de sistemas especiales de protección.

Las protecciones adicionales pueden ser susceptibles de tener una vida útil incluso más pequeña que la del propio elemento estructural. En estos casos, el proyecto deberá contemplar la planificación de un mantenimiento adecuado del sistema de protección.

En el caso que nos ocupa, no se han adoptado medidas especiales de protección.

8.6. CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS.

Las armaduras deberán permanecer exentas de corrosión durante todo el periodo de vida útil de la estructura. La agresividad del ambiente en relación con la corrosión de las armaduras, viene definida por las clases generales de exposición según 8.2.2.

Para prevenir la corrosión, se deberán tener en cuenta todas las consideraciones relativas a los espesores de recubrimiento, indicadas en 37.2.4.

Con respecto a los materiales empleados, se prohíbe poner en contacto las armaduras con otros metales de muy diferente potencial galvánico.

Asimismo, se recuerda la prohibición de emplear materiales componentes que contengan iones despasivantes, como cloruros, sulfuros y sulfatos, en proporciones superiores a las indicadas en los Art. 27º, 28º, 29º y 30º.

9. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Se consideran las siguientes características de los materiales que se vayan a utilizar en el cálculo de la estructura, según tablas 8.2.2 y 37.3.2 a y b, de la EHE-08:

- Hormigón en cimentación = HA-30/B/20/IIb+Qb
 - Resistencia característica a compresión = 30 MPa.
 - Resistencia característica a tracción = 2 MPa.
 - Módulo de deformación = 28.577 MPa.
 - Resistencia de cálculo = 20 MPa.
 - Máxima relación A/C = 0,50.
 - Mínimo contenido de cemento = 350 kg/m³.
 - Tipo de cemento = CEM III/B-SR
 - Recubrimiento nominal = 4,5 cm.
- Hormigón en pilares = HA-30/B/20/IIb
 - Resistencia característica a compresión = 30 MPa.
 - Resistencia característica a tracción = 2 MPa.
 - Módulo de deformación = 28.577 MPa.
 - Resistencia de cálculo = 20 MPa.
 - Máxima relación A/C = 0,55.
 - Mínimo contenido de cemento = 300 kg/m³.
 - Tipo de cemento = CEM II/A
 - Recubrimiento nominal = 3,0 cm.
- Armadura pasiva en cimentación = B-500 S
 - Resistencia característica a tracción = 500 MPa.
 - Módulo de deformación = 210.000 MPa.
 - Resistencia de cálculo = 435 MPa.
- Acero estructural = S 275 J
 - Tensión de límite elástico = 275 MPa para espesores de chapa menores a 16 mm. y de 265 MPa para espesores de chapa entre 16 y 40 mm..
 - Módulo de deformación = 210.000 MPa.
 - Módulo de rigidez = 81.000 MPa.
 - Tensión de rotura = 430 MPa.

Adicionalmente se emplearán otros materiales:

- Hormigón de nivelación y limpieza tipo HL-150/B/20
- Hormigón para armar en soleras tipo HA-30/B/20/IIb.

10. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.

10.1. ACCIONES CONSIDERADAS.

Para el dimensionamiento de cada uno de los elementos que formarán la estructura, se consideran las siguientes acciones de dimensionamiento.

10.1.1. ACCIONES PERMANENTES (G)

10.1.1.1. PESO PROPIO.

Se incluye en esta categoría el peso propio de las cerchas, correas, pilares y las cimentaciones.

Se adoptará como acción característica el valor deducido de las dimensiones nominales de cada uno de los elementos y del peso específico medio del material empleado, considerando los siguientes pesos específicos para cada material:

- Hormigón armado = 25 kN/m³.
- Acero estructural = 78,5 kN/m³.

10.1.1.2. CARGA MUERTA.

Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos que se colocan sobre las cerchas y pilares, siendo en este caso únicamente el peso de la cubierta de chapa y de las correas:

- Peso de la cubierta de chapa = 7,85 kg/m² = 0,0785 kN/m².
- Peso de las correas:
 - Peso de las correas (perfil #120x80x5) = 14,4 kg/m = 0,144 kN/m.
 - Separación entre correas = 1.047 mm = 1,047 m.
 - Peso superficial de las correas = 0,144 / 1,04 = 0,138 kN/m².

Carga muerta superficial total = 0,0785 + 0,138 = 0,216 kN/m² ≈ 0,25 kN/m².

10.1.2. ACCIONES VARIABLES (Q)

Se entiende por sobrecarga a la carga cuya magnitud y/o posición puede cambiar a lo largo del tiempo debido a sus características.

10.1.2.1. SOBRECARGA DE USO.

Según el CTE, Documento Básico SE-AE, apartado 3.1.1. la categoría de uso de la cubierta de la estructura proyectada sería Categoría G, subcategoría G1, Cubiertas accesibles únicamente para conservación con inclinación inferior a 20° y por ello se considera una sobrecarga de uso de 1 kN/m², teniendo en cuenta que dicha sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables, según la tabla 3.1.

10.1.2.2. NIEVE.

Se considera una sobrecarga de nieve de 0,5 kN/m², correspondiente a la Zona 5, según la figura E.2 del Documento Básico SE-AE, anejo E.

- Villena: cota sobre el nivel del mar entre 505 y 1.123 (Pico de la Capilla).
- Planta RSU, cota básica 590.
- Zona 5, altitud 600m.

10.1.2.3. ACCIONES DE VIENTO.

El cálculo se ha realizado a partir de las indicaciones del anejo D del documento DB-SE-AE, donde se indica que la acción del viento se define a partir de la presión estática del viento, que se compone de tres variables:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

q_b , la presión dinámica del viento. Puede obtenerse mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra.

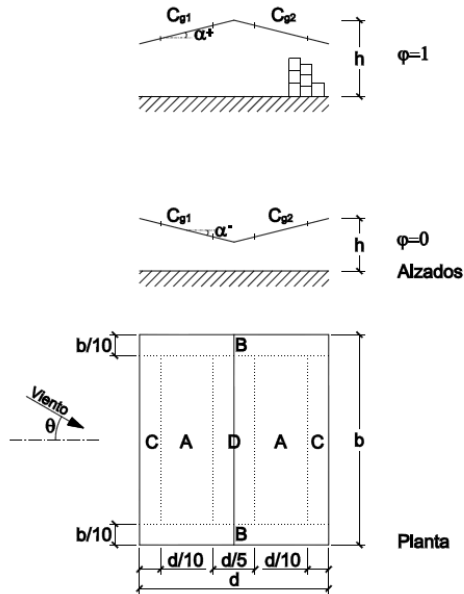
C_e , el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3. del DB-SE-AE.

C_p , el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5. del DB-SE-AE.

Así, para el cálculo de la acción del viento, el modelo estructural lo simplifica mediante el cálculo de la presión dinámica del viento actuando sobre la estructura que presente algún tipo de resistencia al paso del viento. En este caso, la cubierta y los pilares.

- Zona eólica: B: Presión dinámica básica: 0,45 kN/m² según indicaciones del anejo D del DB-SE-AE.
- Grado de aspereza: III. Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas:
 - Coeficiente $k = 0,19$.
 - Coeficiente $L = 0,05$ m.
 - Coeficiente $Z = 2$ m.
- Coeficiente de exposición $C_e = 2,08$ según indicaciones del artículo 3.3.3. del DB-SE-AE para una altura máxima de 6,5 m (valor conservador) y Grado de aspereza III.
- Coeficiente de presión para la CUBIERTA: dado que la estructura proyectada no dispone de cerramientos laterales, se calcula como una marquesina con cubierta a dos aguas. Los coeficientes de presión se obtienen de la tabla D.11, interpolando entre los valores para $\alpha = 15^\circ$ y $\alpha = 20^\circ$. Se supone un factor de obstrucción $\phi = 0$, puesto que no hay ninguna instalación fija bajo cubierta.

Tabla D.11 Marquesinas a dos aguas



Pendiente de la cubierta α	Efecto del viento hacia	Factor de obstrucción φ	Coeficientes de presión $C_{p,10}$			
			Zona (según figura)			
			A	B	C	D
-20°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,8	1,6	0,6	1,7
	Arriba	0	-0,9	-1,3	-1,6	-0,6
	Arriba	1	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
-15°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,6	1,5	0,7	1,4
	Arriba	0	-0,8	-1,3	-1,6	-0,6
	Arriba	1	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-10°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,6	1,4	0,8	1,1
	Arriba	0	-0,8	-1,3	-1,5	-0,6
	Arriba	1	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-5°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,5	1,5	0,8	0,8
	Arriba	0	-0,7	-1,3	-1,6	-0,6
	Arriba	1	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
5°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,6	1,8	1,3	0,4
	Arriba	0	-0,6	-1,4	-1,4	-1,1
	Arriba	1	-1,3	-2,0	-1,8	-1,5
10°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,7	1,8	1,4	0,4
	Arriba	0	-0,7	-1,5	-1,4	-1,4
	Arriba	1	-1,3	-2,0	-1,8	-1,8
15°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,9	1,9	1,4	0,4
	Arriba	0	-0,9	-1,7	-1,4	-1,8
	Arriba	1	-1,3	-2,2	-1,6	-2,1
20°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	1,1	1,9	1,5	0,4
	Arriba	0	-1,2	-1,8	-1,4	-2,0
	Arriba	1	-1,4	-2,2	-1,6	-2,1

Coeficiente de presión en la cubierta				
Zona	A	B	C	D
Arriba	- 1,02	- 1,74	- 1,40	- 1,88
Abajo	0,98	1,90	1,44	0,40

Por lo tanto, la presión estática del viento en la cubierta será:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,936 \cdot c_p \text{ kN/m}^2$$

Presión estática de viento en la cubierta (kN/m ²)				
Zona	A	B	C	D
Arriba	- 0,95	- 1,63	- 1,31	- 1,76
Abajo	0,92	1,78	1,35	0,37

Se considera de forma conservadora los siguientes anchos para cada una de las zonas de presión indicadas en la tabla anterior:

- Parámetros: b = 33 m, d = 8 m
- Zona B = b/10 = 3,3 m.
- Zona C = d/10 = 0,8 m ≈ 1,0 m. (Para coincidir con nudo de la cercha).
- Zona D = d/5 = 1,6 m ≈ 2,0 m. (Para coincidir con nudos de la cercha).
- Coeficiente de presión para los PILARES. Se consideran los coeficientes de presión de la tabla D.3 para paramentos verticales.
- Área de exposición A = 5 · 0,3 = 1,5 m².
- Relación h/d = 5 / 0,3 = 16,6
- Coeficiente de presión zona D = 0,95
- Coeficiente de presión zona E = -0,70
- Coeficiente de presión total sobre el pilar = D + E = 0,95 + 0,70 = 1,65
- Presión estática sobre los pilares, $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,936 \cdot 1,65 = 1,54 \text{ kN/m}^2$

10.1.2.4. ACCIÓN TÉRMICA.

Los efectos globales de la acción térmica pueden obtenerse a partir de la variación de temperatura media de los elementos estructurales, en general, separadamente para los efectos de verano, dilatación, y de invierno, contracción, a partir de una temperatura de referencia, cuando se construyó el elemento y que puede tomarse como la media anual del emplazamiento o 10°C.

Según datos meteorológicos, la temperatura media anual en el término municipal de Villena es de 15°C.

Según el anejo E, Datos Climáticos, figura E.1, la temperatura anual máxima del aire en Villena es de 46°C.

Por otro lado, según la tabla E.1, la temperatura mínima del aire exterior para una altitud de 600 m en zona invernal 5, es de -14°C.

Por lo tanto, la variación térmica a considerar en el diseño es:

- Incremento uniforme de temperatura, $\Delta T(+)$ = 46 -15 = +31°C.
- Disminución uniforme de temperatura, $\Delta T(-)$ = -14 - 15 = -29°C.

10.1.3. ACCIONES ACCIDENTALES (A)

10.1.3.1. ACCIÓN SÍSMICA.

Según la NCSE-02 no sería necesario verificar la estructura frente a acciones de sismo, ya que la tipología de estructura se puede clasificar como edificación de importancia “Moderada” según las indicaciones de la norma: *“Estructura con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros”*.

Sin embargo, según el apartado 1.2.3. si $a_b \geq 0,04g$ deberán tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

Coefficientes considerados para la obtención del espectro de aceleraciones:

- Aceleración sísmica básica $a_b = 0,07g$
- Coeficiente de contribución $K = 1,0$
- Terreno = Tipo II
- Amortiguamiento = 4%

Espectro de aceleraciones:

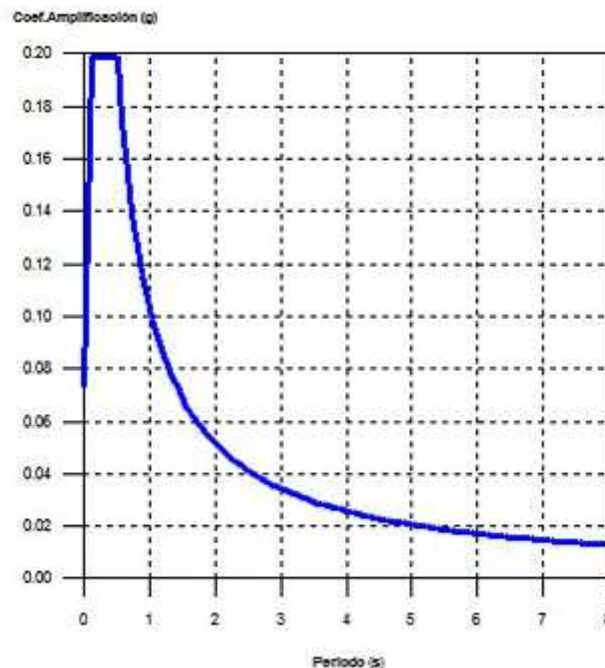


Ilustración 1 – Espectro de aceleraciones horizontales

10.1.4. COMBINACIONES DE ACCIONES.

Nombres de las hipótesis:

- PP – Peso propio.
- CM Carga Muerta.
- SC Sobrecarga de uso.
- T+ Temperatura incremento.
- T- Temperatura descenso.
- V+ Viento ascendente.
- V- Viento descendente.
- N Nieve.
- SX Sismo X.

Las combinaciones estudiadas pueden consultarse en los Anejos correspondientes.

10.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y DISEÑO.

Las acciones anteriormente indicadas serán las que se utilicen para el diseño de cada uno de los elementos, suponiendo la siguiente metodología de diseño:

Prescripciones:

- La chapa de cubierta vendrá en planchas que permitan un mínimo de 3 apoyos en correas.
- Las correas se suponen en barras de 11 m, de modo que apoyen en 3 pórticos consecutivos.
- Se considera que las correas de cubierta arriostran el cordón superior frente a pandeo.
- Se dispondrá una barra de arriostramiento frente a pandeo para el cordón inferior.
- Se considera que la chapa grecada arriostra las correas en su eje débil.

De esta forma:

- La chapa de cubierta transmite las cargas verticales a las correas, las cuales se apoyarán sobre las cerchas en los nudos superiores de la misma, transmitiendo así las cargas como cargas puntuales en nudos. De esta manera, el comportamiento estructural de la cercha es óptimo, puesto que no hay flexiones en los elementos, únicamente axiles.
- Las cargas puntuales se repartirán entre las cerchas trabajando las barras como una estructura articulada en todas sus uniones, de tal modo que las barras trabajarán principalmente a tracción o compresión.
- Las cargas se transmitirán a los pilares mediante un apoyo biarticulado, por lo que no se transmitirá ningún tipo de momento en cabeza de pilar.
- Los pilares estarán empotrados en zapatas aisladas unidas mediante vigas de atado en el plano del

pórtico. A su vez, las zapatas de cada pórtico se atan mediante vigas de atado entre pórticos.

- Las cargas horizontales (sismo y viento sobre pilares) son resistidas directamente por los pilares sin necesidad de disponer ningún sistema adicional de arriostramiento en la estructura.

Esta disposición estructural permite evaluar toda la estructura mediante el estudio de un único pórtico 2D sin necesidad de hacer un modelo global en 3D.

Por lo tanto, el método a seguir para el diseño de la estructura será:

1. Predimensionamiento de la estructura mediante comprobaciones manuales.
2. Comprobación de la chapa de cubierta, mediante la información suministrada por el fabricante.
3. Dimensionamiento de las correas.
4. Transmisión de las acciones de las correas sobre las cerchas mediante cargas puntuales.
5. Dimensionamiento de la cercha como estructura triangulada con articulaciones en todas sus uniones.
6. Dimensionamiento de los pilares aplicando las reacciones de las cerchas sobre la cabeza de los mismos.
7. Dimensionamiento de la cimentación de los pilares aplicando las reacciones del pilar sobre la zapata.
8. Dimensionamiento del apoyo de la cercha sobre los pilares.

Para el dimensionamiento de las correas se realizará un modelo en CYPE3D de la correa más desfavorable.

Para el dimensionamiento de cercha, pilares y cimentación, se realizará un modelo en CYPE3D del pórtico más desfavorable.

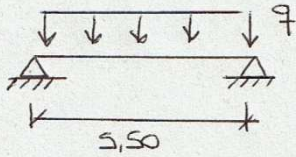
10.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE CÁLCULOS MANUALES.

En primer lugar hemos realizado un predimensionamiento de la correa tipo y de la cercha principal de la estructura mediante comprobaciones manuales simplificadas, para obtener un orden de magnitud de la solución que podamos tomar como referencia para juzgar los resultados obtenidos del programa de cálculo detallado.

Para simplificar estos cálculos, se considera únicamente la situación de cargas verticales descendentes correspondiente a la combinación de PP+CM+V(Presión)+N, obviando el resto de combinaciones, ya que esta combinación es la más desfavorable.

Se adoptan asimismo simplificaciones conservadoras en cuanto a las condiciones de contorno, que se ajustarán o re-estudiarán en el cálculo detallado, de forma que obtengamos una solución final más optimizada.

CORNEA



Cargas

$$CH = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$V(-) = 0,92 \text{ kN/m}^2 \approx 1,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (ZONA A)}$$

$$N = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ancho tabulario} = 1,05 \text{ m}$$

$$q = 1,05(0,25 + 1,00 + 0,50) \approx 1,85 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,05(1,35 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot (1,00 + 0,5 \cdot 0,5)) \approx 2,35 \text{ kN/m}$$

• Flexión

$$M_d = \frac{q_d \cdot L^2}{8} \leq W_{el,y} \cdot \rho_{yd} \rightarrow W_{el,y} \geq \frac{q_d L^2}{8 \rho_{yd}} = \frac{2,35 \cdot 5,5^2}{8 \cdot 275 / 1,05} \cdot 10^3$$

$$M_d = 8,88 \text{ kNm}$$

$$\text{Se necesita un perfil con } W_{el,y} \geq 34 \text{ cm}^3$$

• Flecha

$$f = \frac{5 q L^4}{384 E \cdot I} \leq f_{lim} = \frac{L}{200} = 2,75 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 q L^4}{384 E \cdot f_{lim}} = \frac{5 \cdot 1,85 \cdot 5,5^4}{384 \cdot 210000 \cdot 2,75} \cdot 10^7 = 382 \text{ cm}^4$$

$$\text{Se necesita un perfil con } I_y \geq 382 \text{ cm}^4$$

⇒ Se propone un perfil #120 × 100 × 5

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{el,y} = 69,9 \text{ cm}^3 \\ I_y = 419 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

①

- Paredes lateral - comprobación perfil propuesto

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_{yd}$$

$$\text{Perfil } \# 120 \times 10 \times 5$$

$$W_{ply} = 83,9 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 316 \text{ cm}^4$$

$$i_z = 3,94 \text{ cm}$$

$$I_T = 583 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_{yd}}{M_{Cz}}}$$

$$M_{Cz} = \sqrt{M_{Cz}^2 + M_{Ctw}^2}$$

$$M_{Cz} = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{G I_T E \cdot I_z} = 1,0 + \frac{\pi}{5,5} \sqrt{81000 \cdot 583 \cdot 210000 \cdot 316 \cdot 10^{-5}} = 319,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ctw} = W_{ply} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 \cdot i_z^2 = 6919 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5,5^2} \cdot 1 \cdot 3,94^2 \cdot 10^{-7} = 7,43 \text{ kNm}$$

$$M_{Cz} = \sqrt{319,7^2 + 7,43^2} = 319,8 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{83,9 \cdot 275 / 1,05}{319,8}} \cdot 10^{-3} = 0,26$$

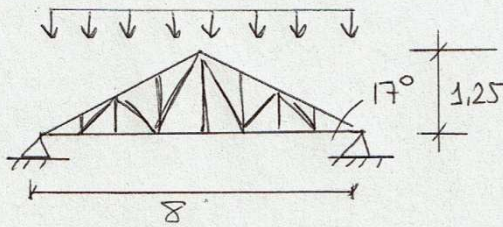
$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,76 (0,26 - 0,2) + 0,26^2] = 0,556$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,556 + \sqrt{0,556^2 - 0,26^2}} = 0,954 \quad \text{¡OK!}$$

$$M_{b,Rd} = 0,954 \cdot 83,9 \cdot \frac{275}{1,05} \cdot 10^{-3} = 20,96 \text{ kNm} > M_d = 8,88 \text{ kNm}$$

②

CERCHA PÓRTICO



Cargas

$CM = 0,25 \text{ KN/m}^2$
 $V(-) = 0,92 \text{ KN/m}^2 \approx 1 \text{ KN/m}^2$
 $N = 0,50 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{ZONA A})$

Separación pórticos 5,50 m

$q = 5,5 \cdot (0,25 + 1,00 + 0,50) \approx 9,65 \text{ KN/m}$

$q_d = 5,5 (1,35 \cdot 0,25 + 1,50 (1,00 + 0,5 \cdot 0,5)) \approx 12,2 \text{ KN/m}$

• Equilibrio del nudo de apoyo

$Q_d \approx \frac{8 q_d}{2} = \frac{8 \cdot 12,2}{2} = 48,8 \text{ KN} \approx 50 \text{ KN}$

$C = \frac{Q_d}{\text{Sen } 17} \approx 171 \text{ KN}$

$T = \frac{Q_d}{\text{tg } 17} \approx 165 \text{ KN}$

• Corden inferior

$\Delta f_{yd} \geq T \rightarrow A \geq \frac{T}{f_{yd}} = \frac{165}{275/1,05} \cdot 10 = 6,3 \text{ cm}^2$

Limitamos la esbeltez del elemento $\bar{\lambda}_{\text{máx}} = 2,00$

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{bz}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I}} \quad \begin{matrix} i = \sqrt{\frac{I}{A}} \\ \downarrow \end{matrix} \rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot i^2}} \rightarrow$

$\rightarrow i = \sqrt{\frac{f_y}{\left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot \bar{\lambda}^2}}$

③

Para $\bar{\lambda} = 2,00$ y asumiendo longitud de pandeo $L_k = 8$ m.

$$\Rightarrow i_{\min} = \sqrt{\frac{275 \cdot 10^4}{(\pi/8)^2 \cdot 210.000 \cdot 2^2}} = 4,6 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Seleccionamos perfil } \# 140 \times 120 \times 5 \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 24,4 \text{ cm}^2 \\ i_z = 4,76 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Corden superior

$$\chi A f_{yd} \geq C \rightarrow A \geq \frac{C}{\chi f_{yd}}$$

Coefficiente de pandeo perfil tubular $\rightarrow \alpha = 0,49$.

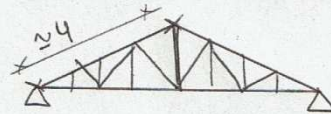
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda}^2 = \frac{f_y}{\left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 E \cdot i^2}$$

Asumimos $L_k \approx \frac{8}{2} = 4$ m

suponiendo base no arriostrada en puntos intermedios, pero arriostrada en coronación



Limitando de nuevo la esbeltez a $\bar{\lambda} = 2 \rightarrow i_{\min} \geq 2,3$ cm.

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (2 - 0,2) + 2^2] = 2,941$$

$$\chi = \frac{1}{2,941 + \sqrt{2,941^2 - 2^2}} = 0,196$$

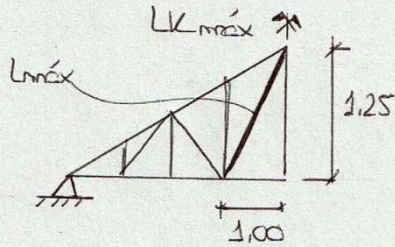
$$A \geq \frac{C}{\chi f_{yd}} = \frac{171}{0,196 \cdot \frac{275}{1,05}} \cdot 10 = 3,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seleccionamos perfil } \# 120 \times 60 \times 5 \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 16,4 \text{ cm}^2 \\ i_z = 2,42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

④

• Montantes y Correas

Limitamos la esbeltez máx $\bar{\lambda} = 2,00$ para la base de



$$L_{máx} = \sqrt{1,25^2 + 1,00^2} = 1,60 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{(\pi/L_k)^2 \cdot E \cdot \bar{\lambda}^2}}$$

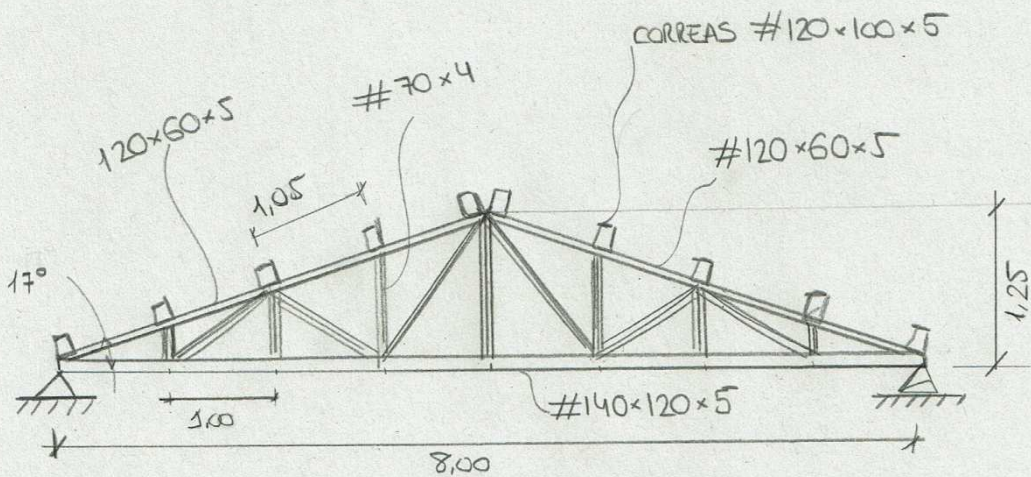
$$i_{mín} = \sqrt{\frac{275 \cdot 10^4}{(\pi/1,60)^2 \cdot 210.000 \cdot 2^2}} = 0,92 \text{ cm (muy bajo).}$$

Como hipótesis conservadora asumimos que el montante debe resistir σ_d

$$\rightarrow A \geq \frac{\sigma_d}{\sigma_{fyd}} = \frac{50}{0,196 \cdot 275/1,05} \cdot 10 = 9,74 \text{ cm}^2.$$

Escogemos #70x4 $\left\{ \begin{array}{l} A = 10,1 \text{ cm}^2 \\ i_{mín} = 2,77 \text{ cm} \end{array} \right.$

PROPUESTA INICIAL



(5)

10.4. CÁLCULO DETALLADO DE LA ESTRUCTURA.

A partir de los valores obtenidos del predimensionado anterior, se procede a continuación a realizar el dimensionamiento detallado de la estructura mediante el programa de cálculo CYPE3D.

10.4.1. COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE CUBIERTA.

A partir de la información suministrada por el fabricante en su catálogo (Ver Anejo N° 2), para la chapa PL 40/250 de espesor 0,8 mm y con una separación entre apoyos de 1 m, en la hipótesis de 3 apoyos por chapa, el fabricante garantiza una carga de $959 \text{ kg/m}^2 = 9,59 \text{ kN/m}^2$, muy superior a la carga superficial máxima de diseño.

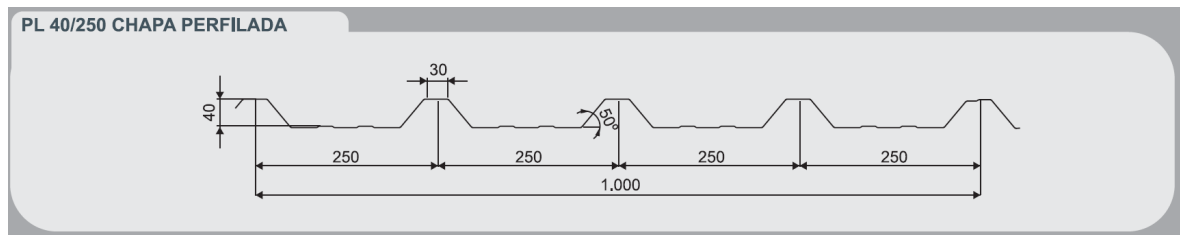


Ilustración 4 – Perfil chapa gredada PL40/250

		LUCES EN METROS							
		1	1,5	2	2,25	2,5	3	3,5	4
Dos apoyos	ESPESOR mm								
	0,6	709	311	131	92	67			
	0,7	833	370	157	110	80	47		
	0,8	959	426	183	129	94	54		
	1	1211	538	238	167	122	70	44	
Tres apoyos	0,6	709	315	177	140	113	79	58	40
	0,7	833	370	208	165	133	93	68	48
	0,8	959	426	240	189	153	107	78	56
	1	1211	538	303	239	194	135	99	73
Multipoyada	0,6	886	394	222	175	129	75	47	
	0,7	1042	463	260	206	154	89	56	
	0,8	1198	533	300	237	180	104	66	44
	1	1514	673	379	299	234	135	85	57

Cargas en Kg/m² uniformemente repartidas para una flecha de: $f < L/200$ en los vanos centrales y tensión máxima admisible de 1600 Kg/cm²

Ilustración 5 – Tabla de dimensionamiento chapa gredada

10.4.2. DIMENSIONAMIENTO DE LAS CORREAS.

Para el dimensionamiento de las correas se realiza un modelo en CYPE3D de la correa más desfavorable. La correa se simula como una viga continua de 2 vanos, de 5,5 m cada uno, con apoyos articulados. Para considerar de forma correcta los efectos de la temperatura sobre las correas, se introduce la rigidez longitudinal calculada del apoyo de la correa sobre la cercha en dichos apoyos.

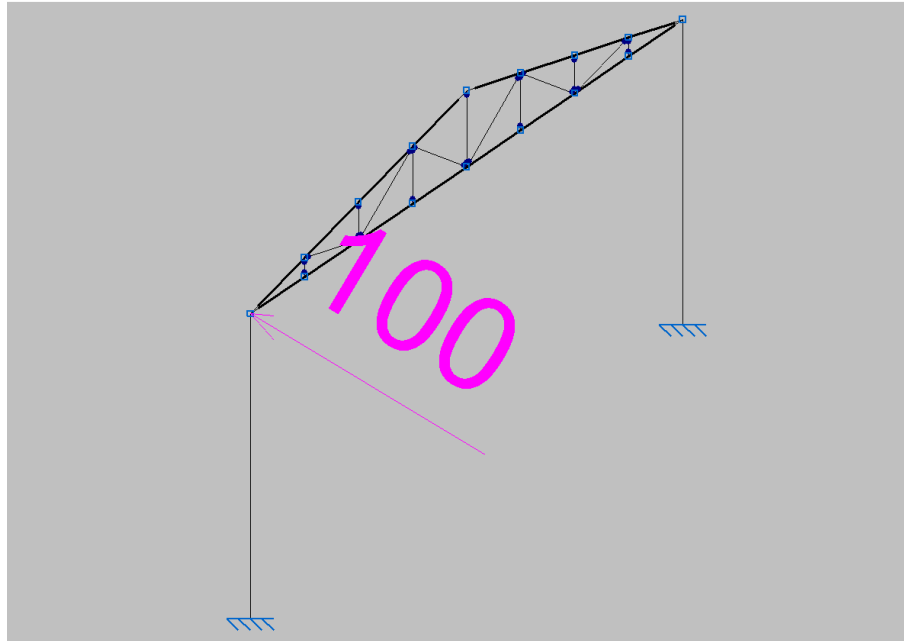


Ilustración 6 – Aplicación de carga transversal para rigidez (kN)

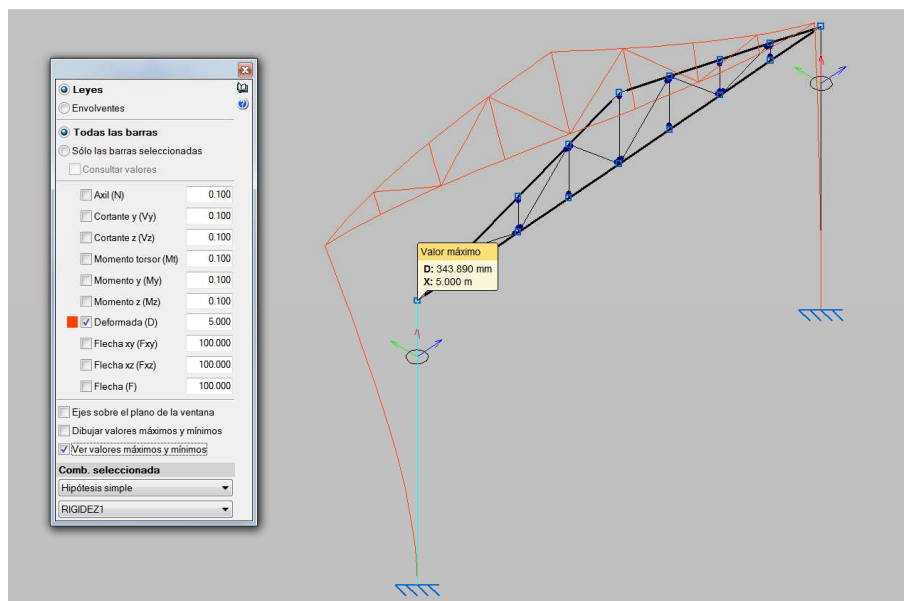


Ilustración 7 – Desplazamiento debido a carga transversal para rigidez (mm)

Para el caso más desfavorable, para una carga $N = 100$ kN, el desplazamiento en el sentido de la correa es de $\delta = 343$ mm, por lo que la rigidez calculada será $k = 100 / 0,343 = 291$ kN/m ≈ 300 kN/m.

Según especificaciones del fabricante, la flecha máxima admisible para la chapa grecada es de $L/200$, limitación que se ha considerado admisible para el diseño de las correas (Ver Anejo N° 2)

Las cargas introducidas en el modelo se obtienen a partir de las acciones indicadas anteriormente teniendo en cuenta el ancho tributario de la correa calculada.

A partir de los anchos tributarios y las cargas de viento en cada zona, se determina que la correa más

desfavorable es la segunda correa empezando desde la fachada.

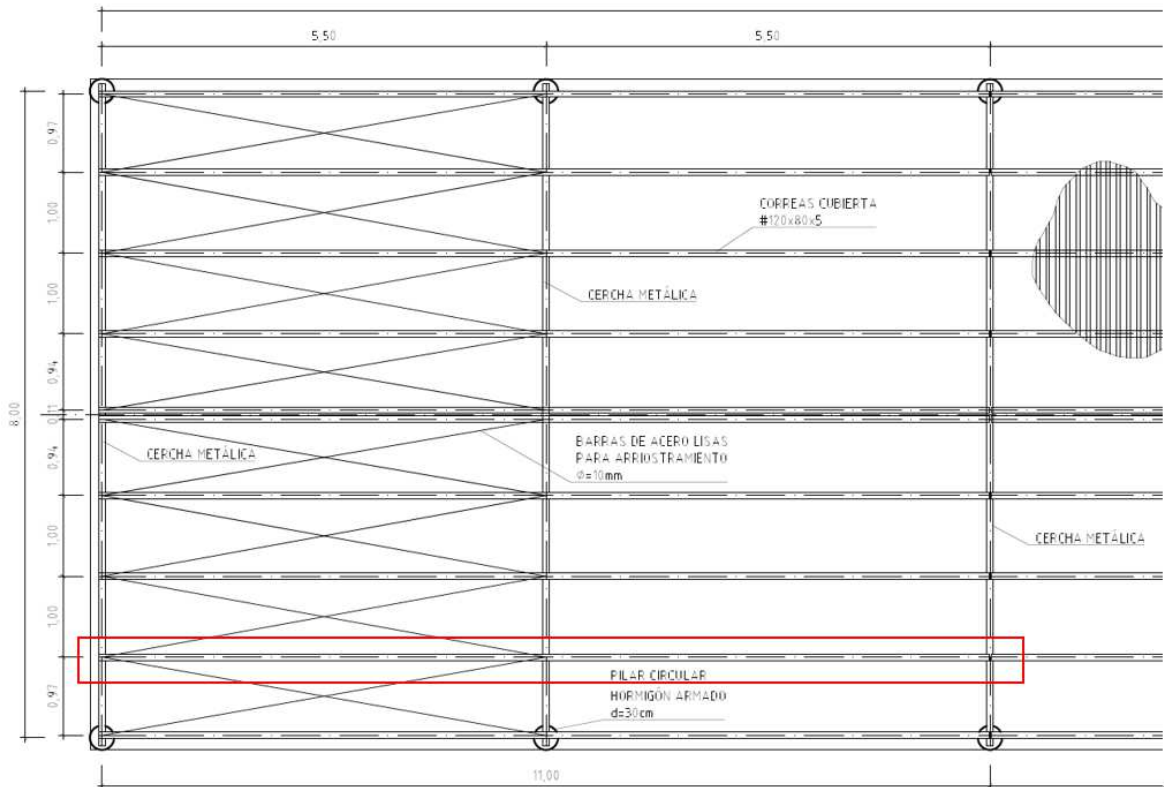


Ilustración 8 – Correa más desfavorable

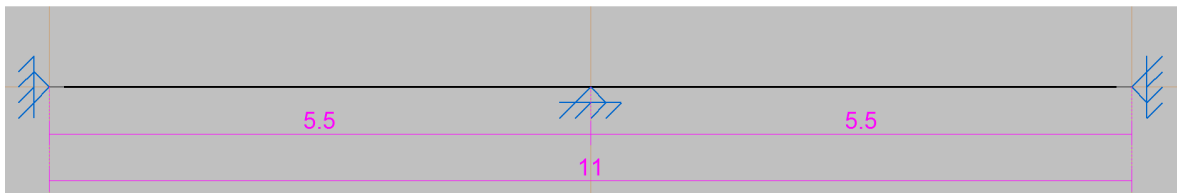


Ilustración 9 – Modelo de cálculo de la correa

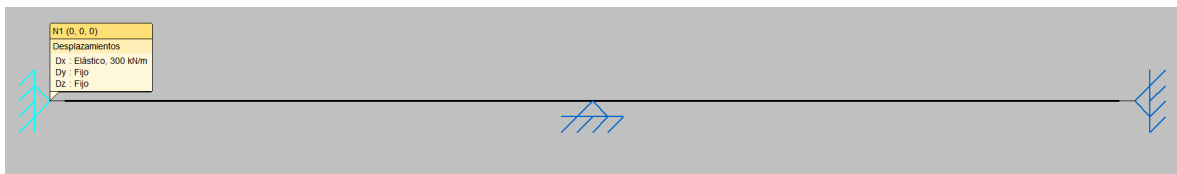


Ilustración 10 – Rigidez longitudinal en el apoyo (kN/m)

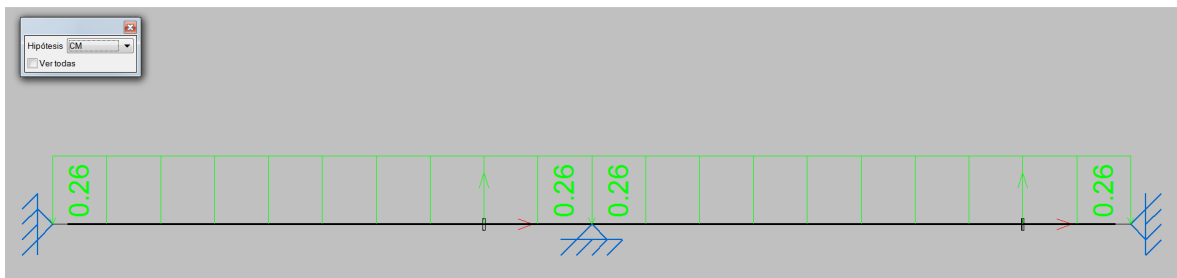


Ilustración 11 – Cargas para hipótesis de carga muerta (kN/m)

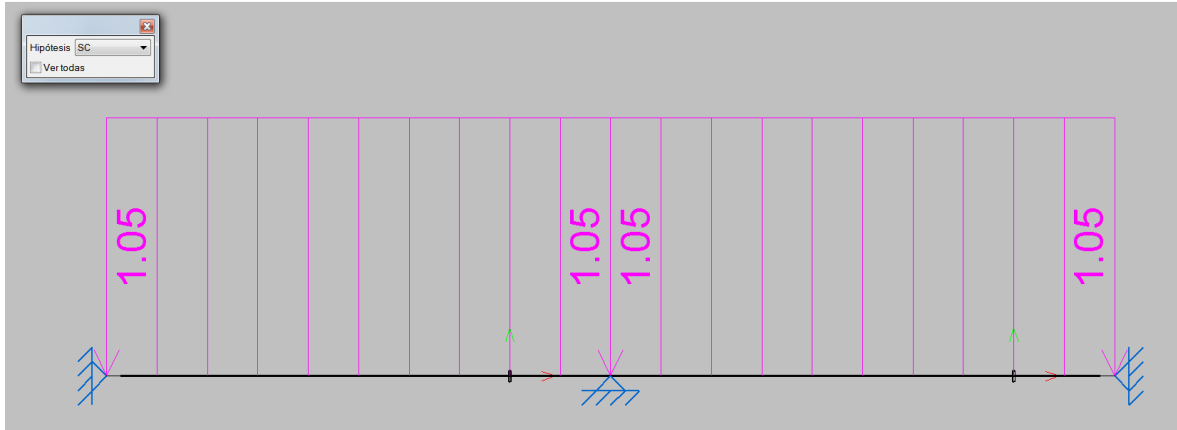


Ilustración 12 – Cargas para hipótesis de sobrecarga de uso (kN/m)

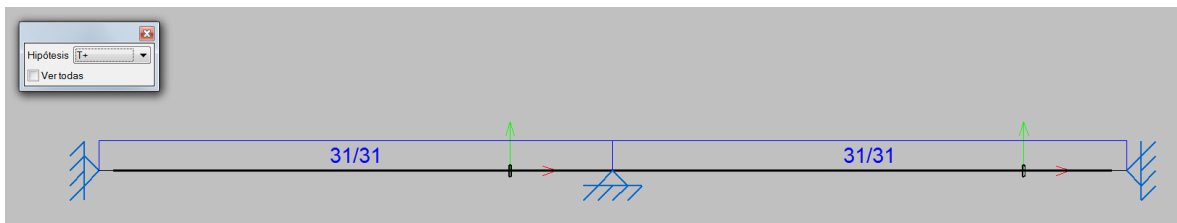


Ilustración 13 – Cargas para hipótesis de incremento de temperatura (°C)

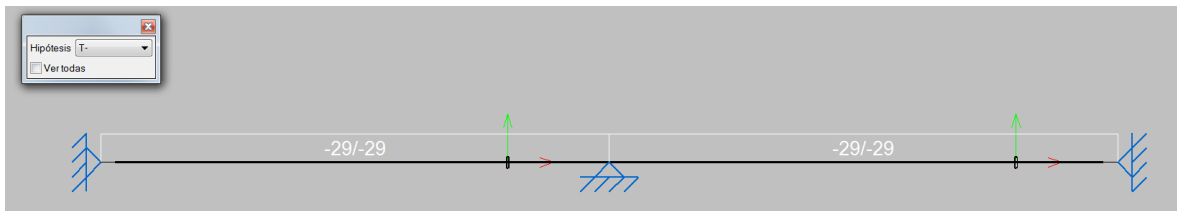


Ilustración 14 – Cargas para hipótesis de descenso de temperatura (°C)

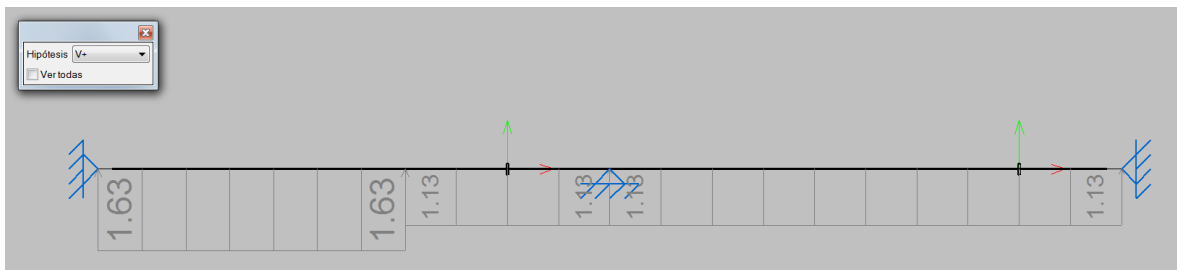


Ilustración 15 – Cargas para hipótesis de viento succión (kN/m)

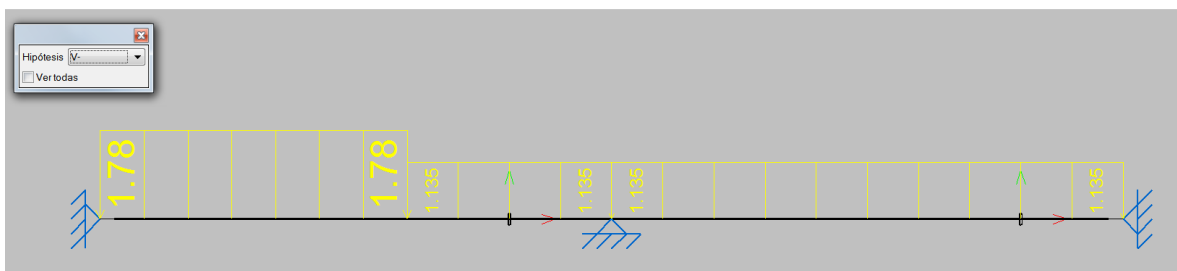


Ilustración 16 – Cargas para hipótesis de viento presión (kN/m)

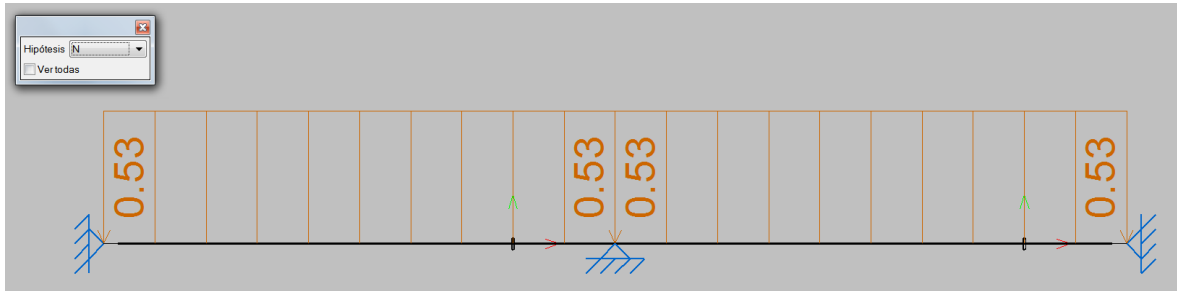


Ilustración 17 – Cargas para hipótesis de nieve (kN/m)

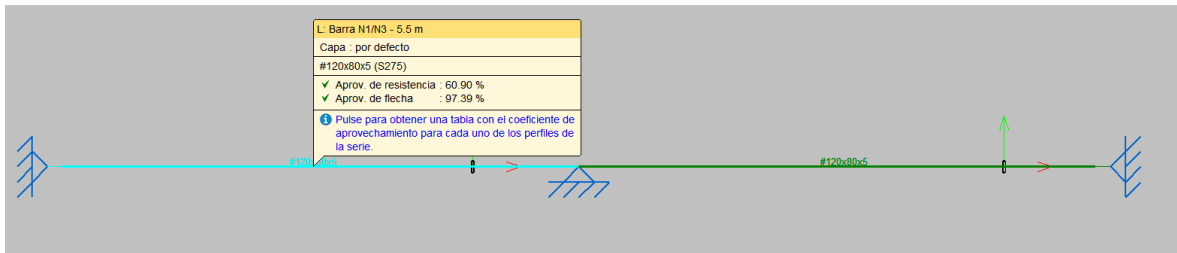


Ilustración 18 – Coeficientes de aprovechamiento de barra más solicitada

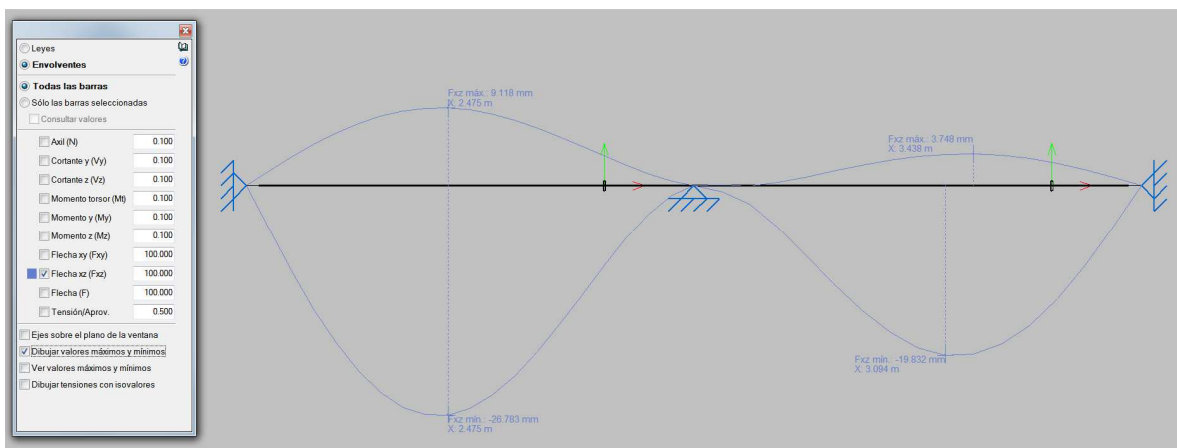


Ilustración 19 – Flechas máximas para cargas ascendentes y descendentes (mm)

El diseño queda condicionado por límite de flecha, no por resistencia.

El límite de flecha considerado es de $L/200 = 5500/200 = 28,75 \text{ mm} > 26,78 \text{ mm}$ por lo que el diseño cumple a limitación de flechas.

Como las correas están conectadas con la chapa grecada, quedan arriostradas por ésta en su eje débil y por lo tanto no se produce flexión en dicho eje.

A partir de los listados adjuntos en el Anejo N° 3, se justifica que el perfil adoptado de #120x80x5 cumple.

El apoyo de las correas sobre la cercha se resuelve mediante una unión atornillada en ejones que vienen soldados al cordón superior de la cercha desde taller

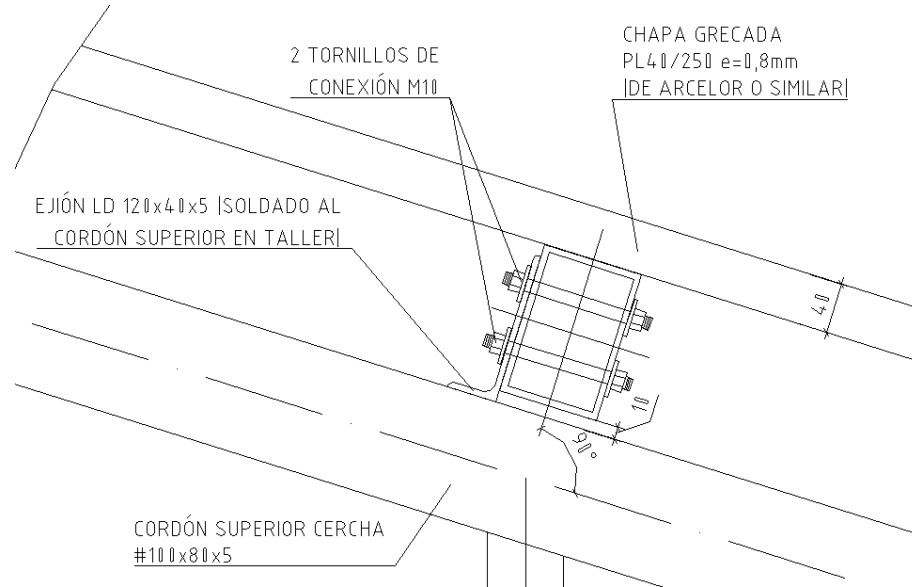


Ilustración 20 – Unión correa - cercha

10.4.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA CERCHA Y LOS PILARES.

Para el dimensionamiento de la cercha y los pilares se realiza un modelo en CYPE3D del pórtico más desfavorable. Los elementos del mismo se simulan mediante elementos barra con las siguientes consideraciones:

- Los montantes y diagonales de la cercha se consideran biarticulados.
- Los pilares se consideran empotrados en zapata y articulados en cabeza.
- El cordón superior de la cercha queda arriostrado frente a pandeo por las correas.
- El cordón inferior de la cercha queda arriostrado frente a pandeo por el perfil que conecta el punto central entre pórticos.

A partir de los anchos tributarios y las cargas de viento en cada zona, se determina que el pórtico más desfavorable es el segundo pórtico empezando desde la fachada.

Las cargas introducidas en el modelo se obtienen a partir de las acciones indicadas anteriormente teniendo en cuenta el ancho tributario de cada correa y la separación entre pórticos.

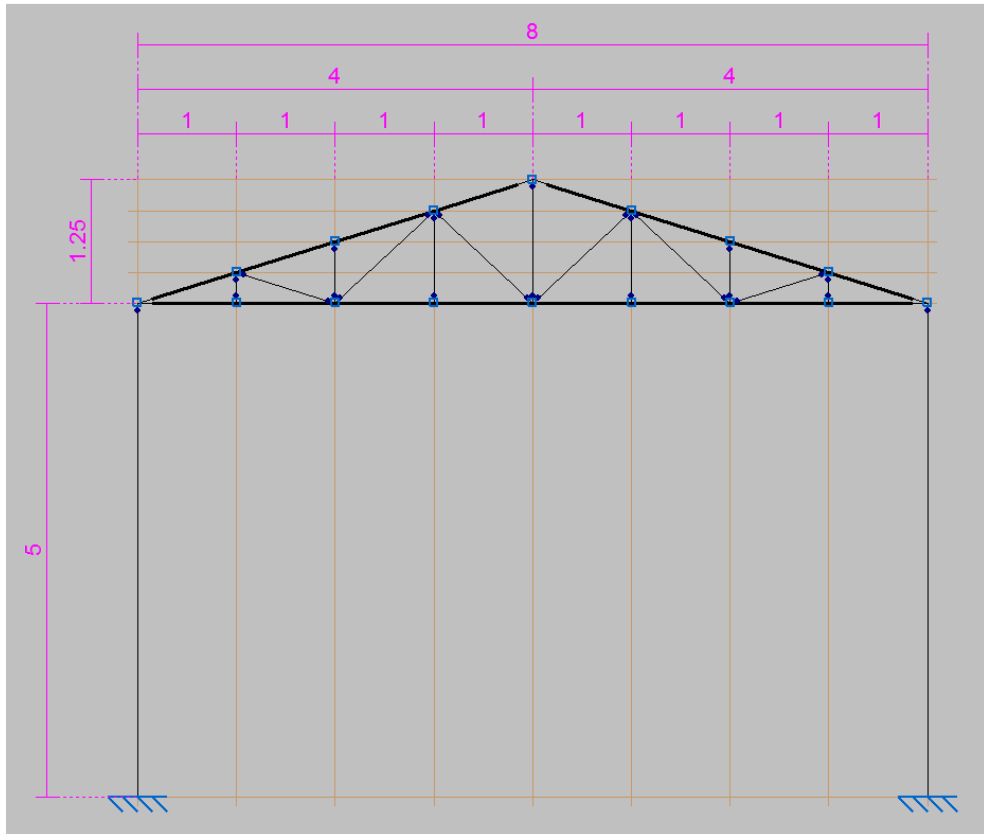


Ilustración 21 – Modelo de cálculo del pórtico

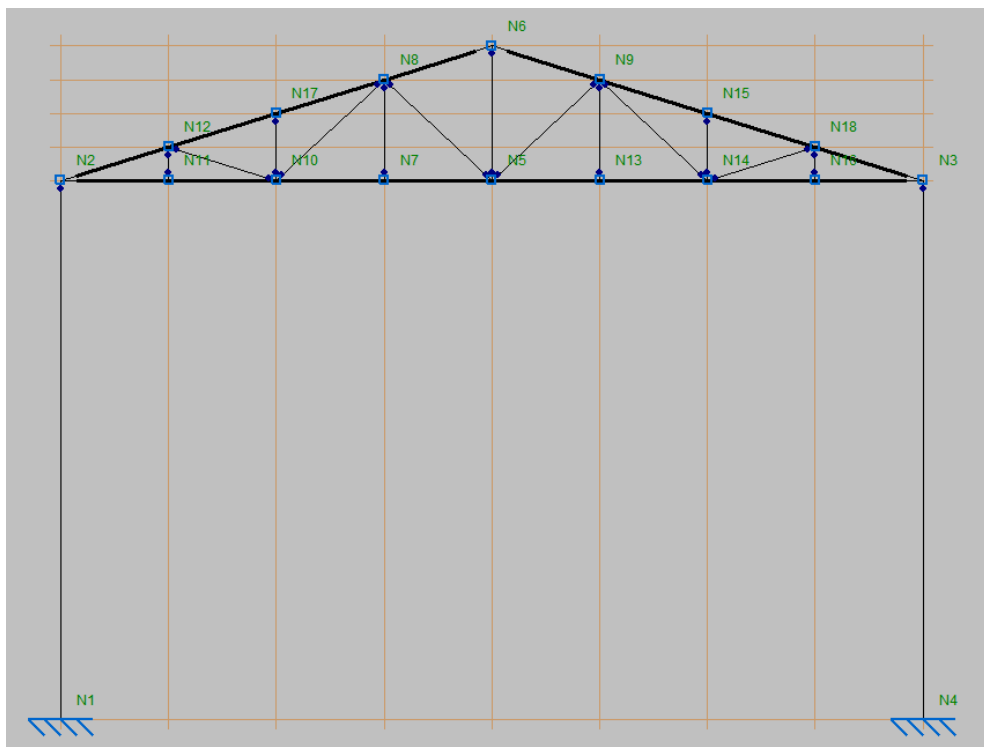


Ilustración 22 – Numeración de nudos del modelo

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UNA NAVE INDUSTRIAL PARA ALMACENAMIENTO DE MATERIALES RECICLABLES CLASIFICADOS EN VILLENA (ALICANTE)

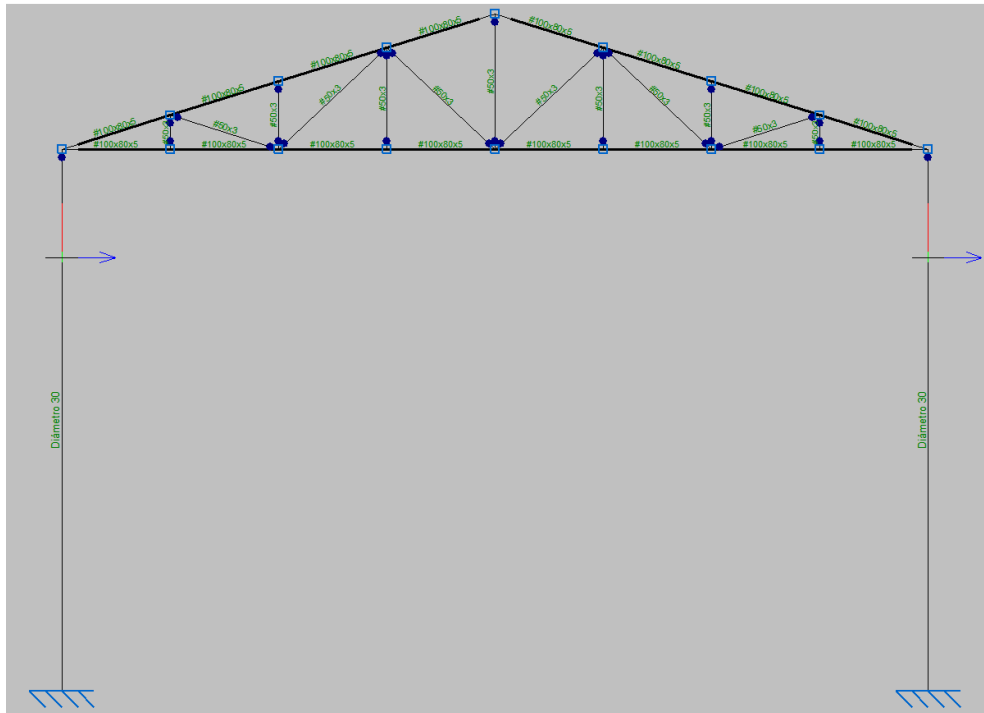


Ilustración 23 – Secciones de cada barra del modelo

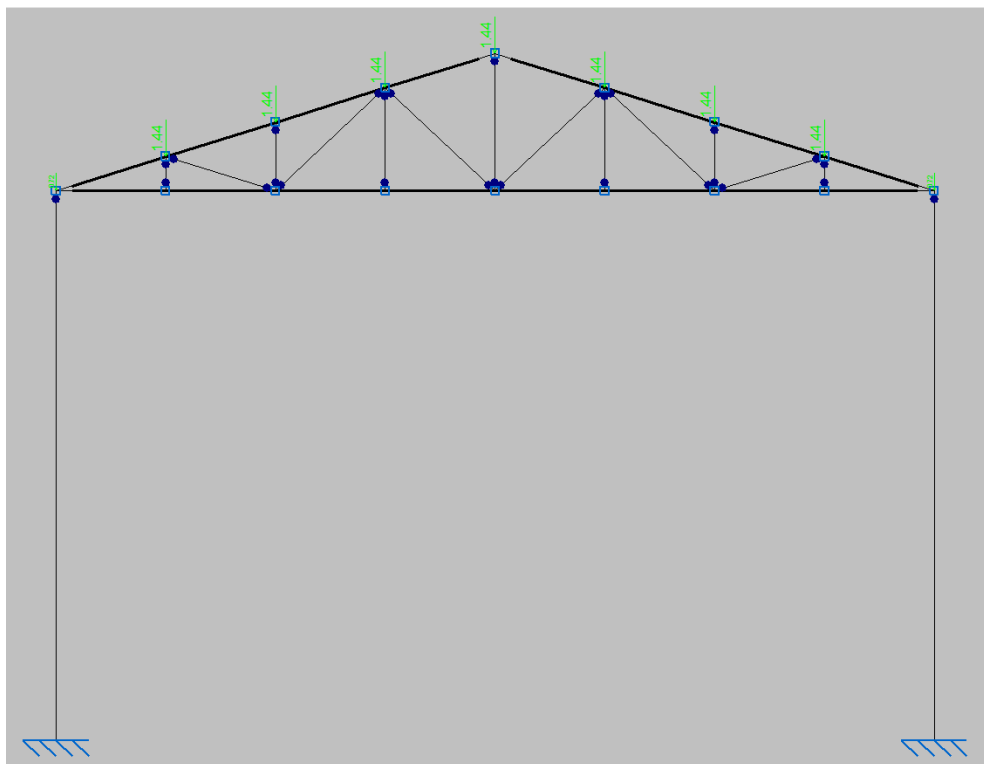


Ilustración 24 – Cargas para hipótesis de carga muerta (kN)

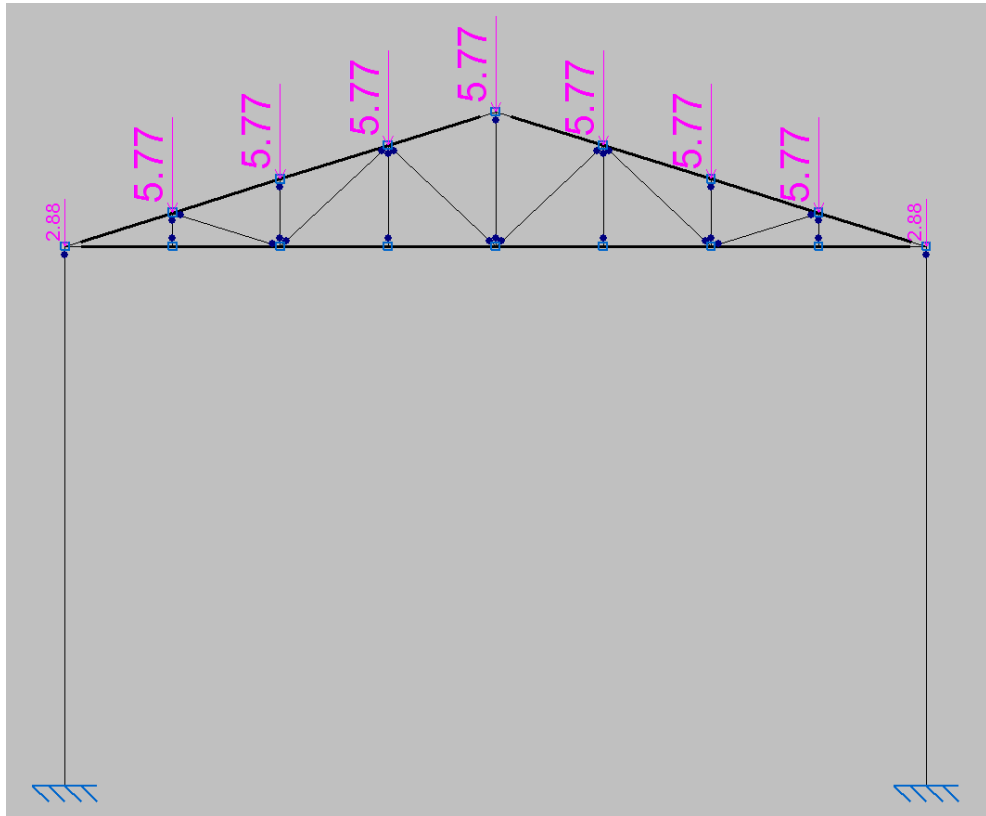


Ilustración 25 – Cargas para hipótesis de sobrecarga de uso (kN)

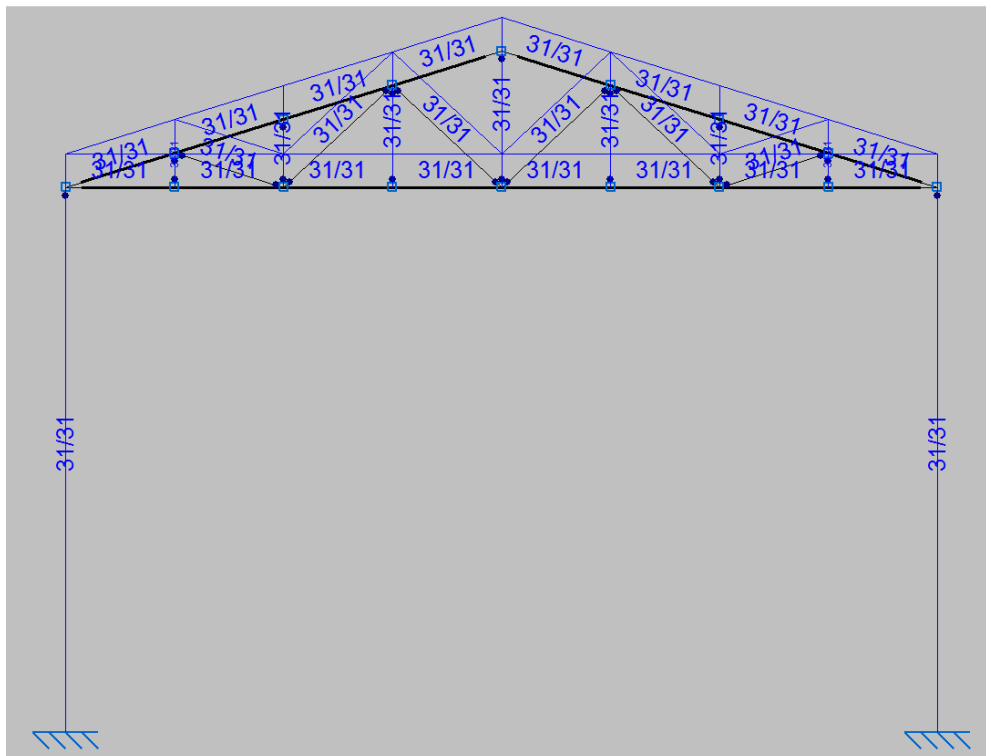


Ilustración 26 – Cargas para hipótesis de incremento de temperatura (°C)

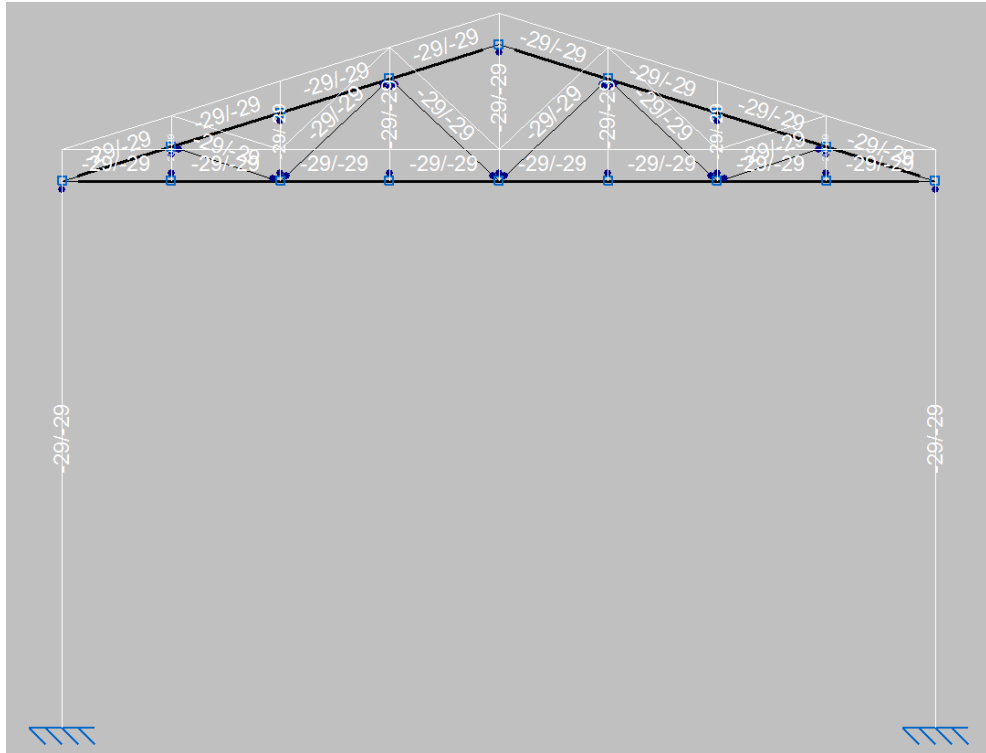


Ilustración 27 – Cargas para hipótesis de descenso de temperatura (°C)

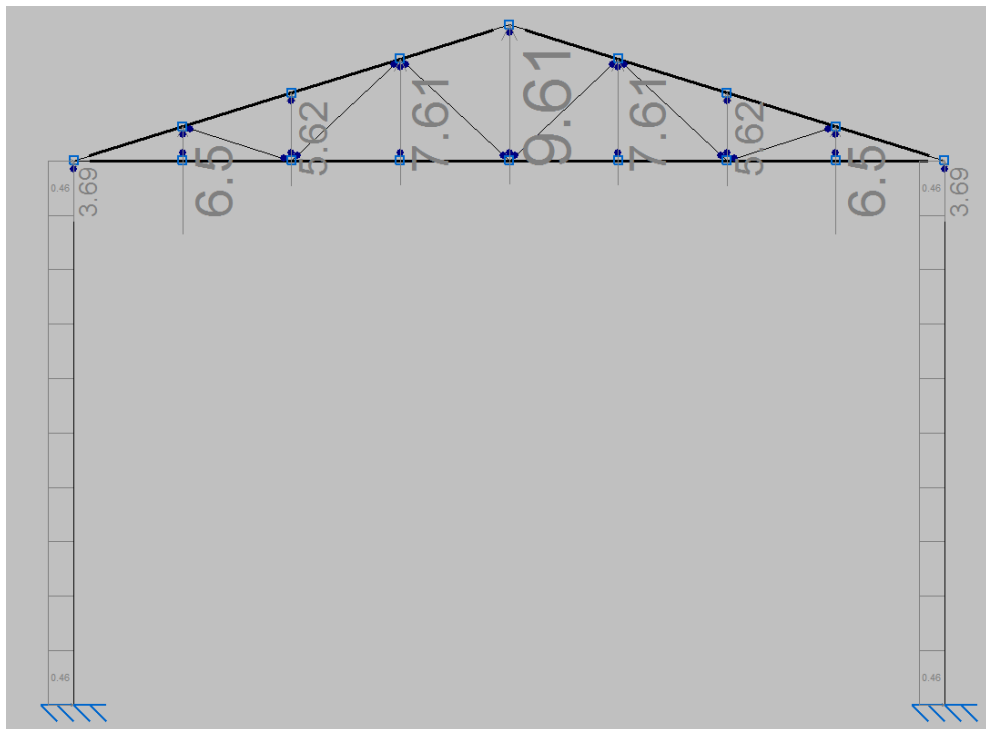


Ilustración 28 – Cargas para hipótesis de viento succión (kN)

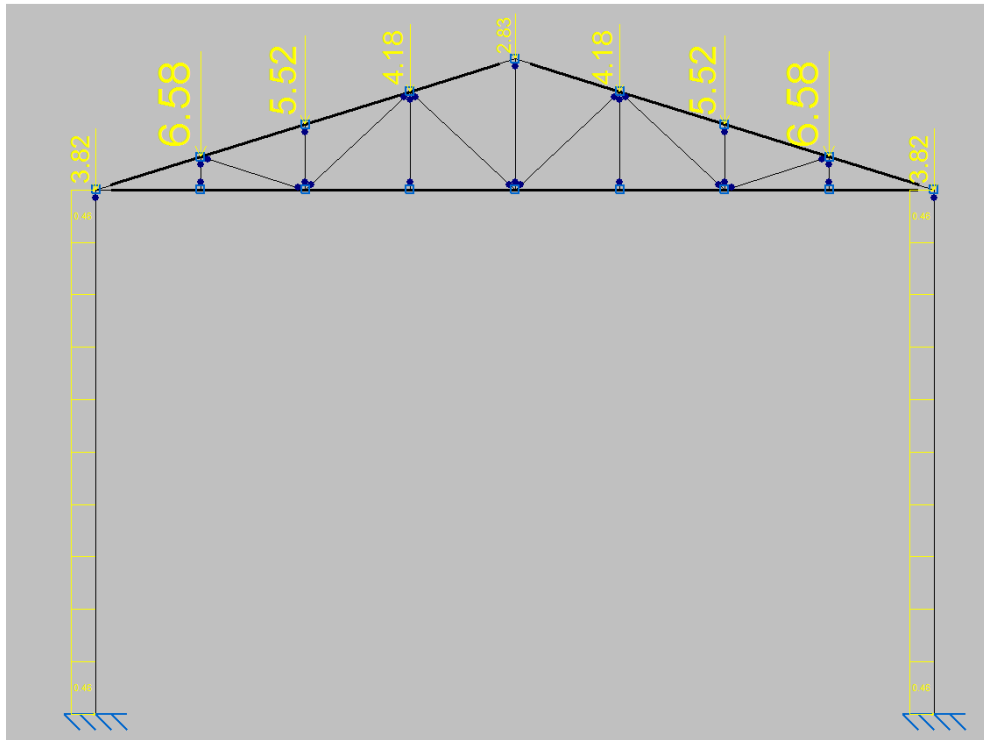


Ilustración 29 – Cargas para hipótesis de viento presión (kN)

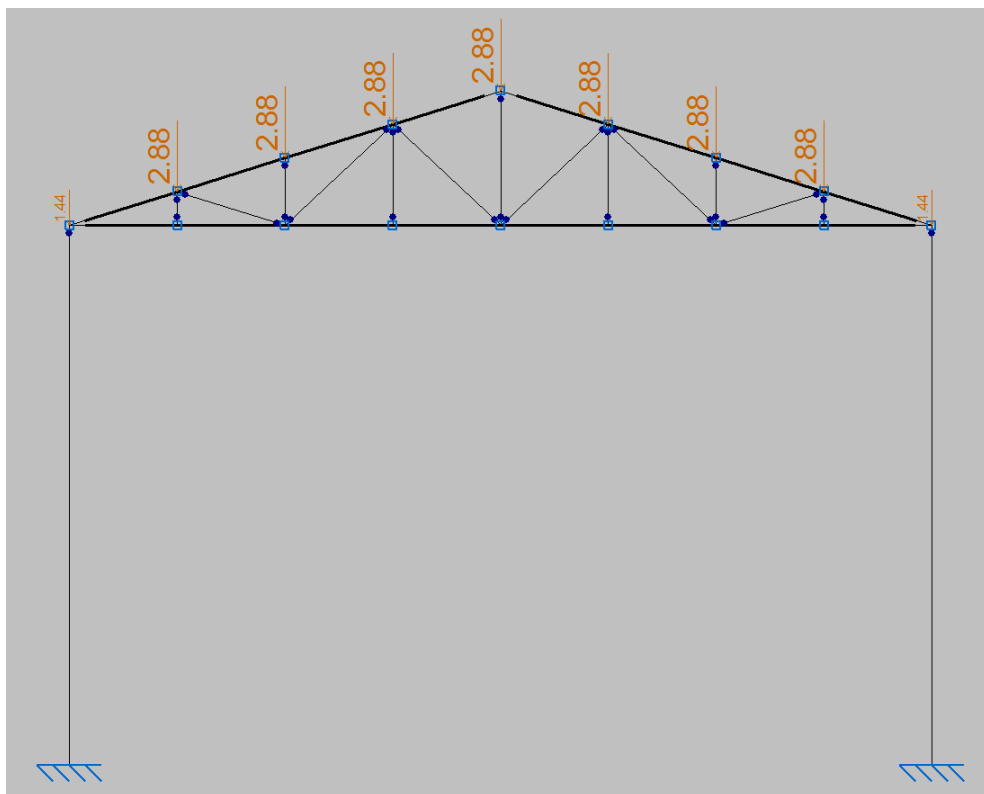


Ilustración 30 – Cargas para hipótesis de nieve (kN)

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UNA NAVE INDUSTRIAL PARA ALMACENAMIENTO DE MATERIALES RECICLABLES CLASIFICADOS EN VILLENA (ALICANTE)

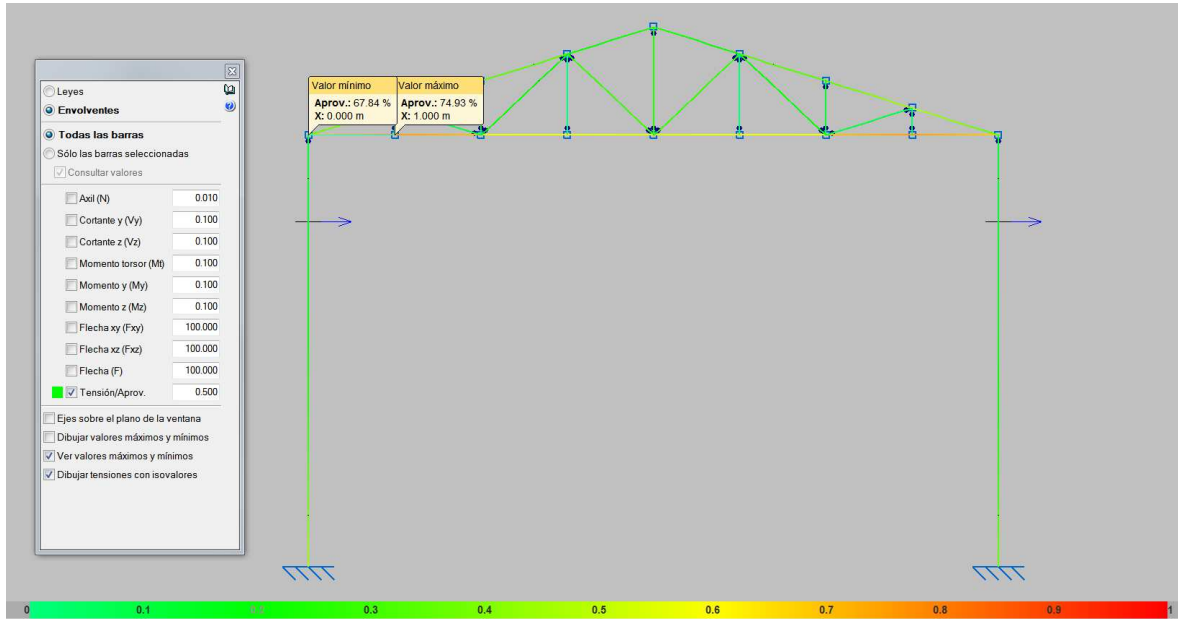


Ilustración 31 – Coeficientes de aprovechamiento (Se resalta valor de barra más solicitada)

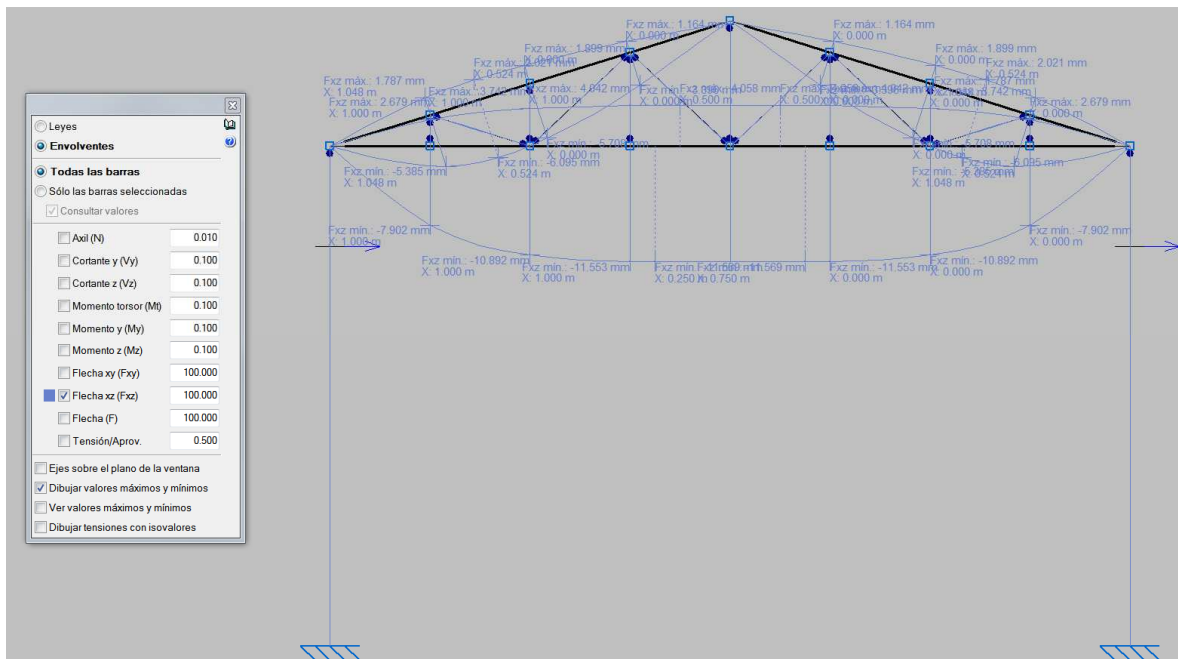


Ilustración 32 – Flechas máximas para cargas ascendentes y descendentes (mm)

El límite de flecha considerado es de $L/300 = 8000/300 = 26,66 \text{ mm} > 11,60 \text{ mm}$ por lo que el diseño cumple a limitación de flechas.

En cuanto a los pilares, se puede observar como el nivel de esfuerzos es relativamente reducido, por lo que un armado a mínimos es suficiente para cubrir dichos esfuerzos:

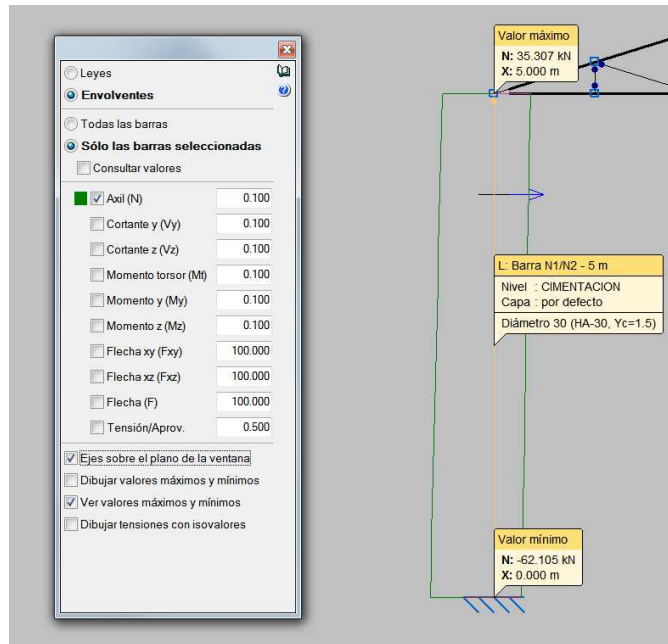


Ilustración 33 – Envoltente de axiles en el pilar (kN)

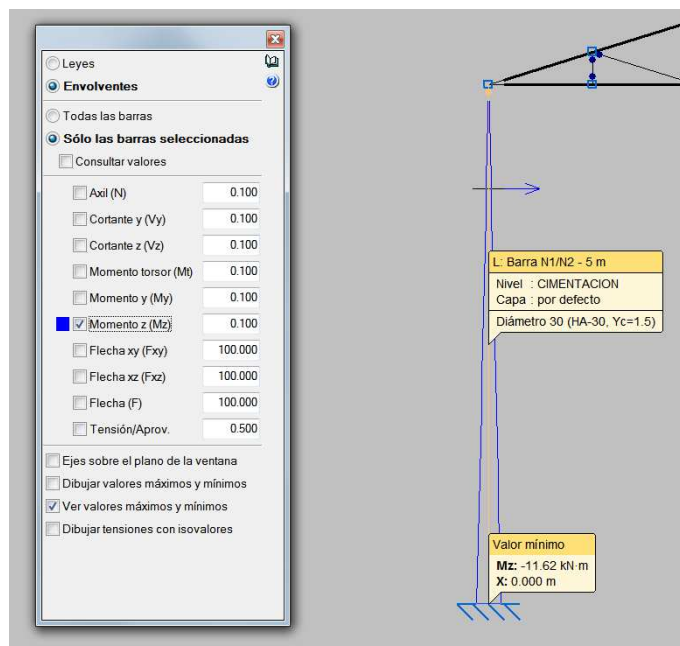


Ilustración 34 – Envoltente de momentos flectores en el pilar (kNm)

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)
 Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_s se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.9-T+1.5-V+.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rk}^2 + M_{Rk,x}^2 + M_{Rk,y}^2}} \leq 1$$

$\eta_1 = 0.453$ ✓

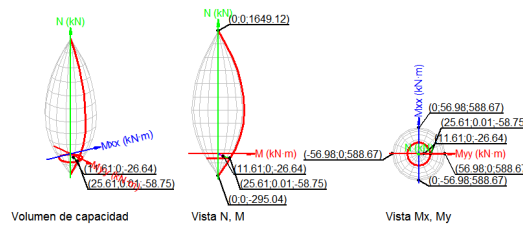


Ilustración 35 – Coeficiente de aprovechamiento del pilar.

Finalmente se obtiene que los perfiles a utilizar serán:

- Cordón superior, perfil #100x80x5.
- Cordón inferior, perfil #100x80x5.
- Montantes y diagonales, perfil #50x3.
- Para los pilares de hormigón armado: Diámetro 30cm. Armado: 6Φ12 longitudinales y cΦ6/15 circulares. (Este es un armado a mínimos, por la pequeña entidad de los esfuerzos).

A partir de los listados adjuntos en el Anejo N° 4, se justifica que todos estos perfiles cumplen.

10.4.4. DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

Con el mismo modelo utilizado anteriormente se calcula la cimentación de la estructura, modelando las zapatas y las vigas de atado.

Consideraciones:

- El dimensionamiento de las zapatas viene condicionado por el levantamiento de las mismas, ya que las cargas verticales ascendentes debidas al viento son de mayor magnitud que las cargas verticales debidas al peso propio y cargas muertas.
- Debido a condicionantes sísmicos es necesario atar las cimentaciones en ambas direcciones con vigas de atado, las cuales ayudarán por otro lado a estabilizar las zapatas gracias al peso de dichas vigas de atado.
- Así, se dispone una viga de atado entre pilares (en el plano del pórtico) y otra viga de atado longitudinal entre pórticos (que no se modela en el modelo de cálculo).
- Para tener en cuenta el peso de las vigas de atado en el modelo de cálculo, se introducen dos cargas puntuales en la base del pórtico en la hipótesis de carga muerta y cuyo valor sea igual al peso de la viga de atado longitudinal (entre pórticos) que no está modelada:
 - $CM_{viga} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 5,50 = 22 \text{ kN}$ (Asumiendo vigas de atado de 40x40cm)



Ilustración 36 – Cargas introducidas en el modelo simulando el peso de la viga de atado longitudinal

Téngase en cuenta que en el cálculo de estabilidad de la zapata se está obviando de forma conservadora el peso de las tierras que hay sobre la zapata, así como el peso también de la solera de hormigón, por lo que la situación considerada es en todo caso conservadora.

Se calcula así pues la cimentación en el modelo y se obtienen los siguientes resultados (elementos armados a mínimos, tensiones transmitidas al terreno bajas y estabilidad de la zapata condicionante):

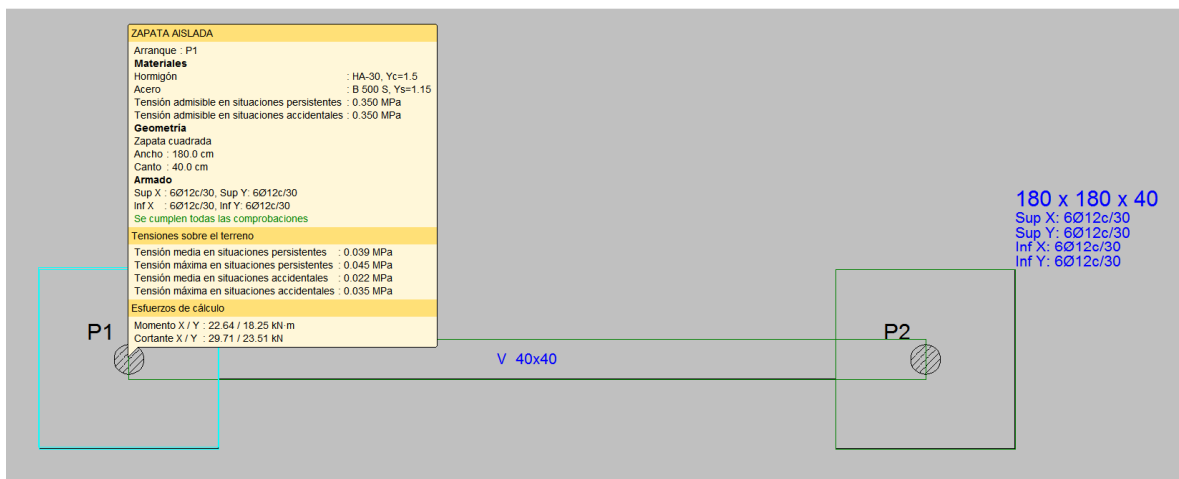


Ilustración 37 – Resumen resultados modelo de cimentación del pórtico

De esta forma se obtienen las dimensiones de los elementos de cimentación:

- Zapatas cuadradas de 180x180x40 cm, armado superior e inferior #Ø12/30.
- Vigas de atado de 40x40 cm, armado 2Ø16 superior e inferior y estribos Ø8/30 con armadura de piel de 2Ø12.

A partir de los listados adjuntos en el Anejo N° 5, se justifica que todos estos elementos cumplen.

10.4.5. ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO.

Teniendo en cuenta la magnitud de las acciones horizontales sobre la estructura, no sería necesario disponer ningún sistema de arriostramiento adicional en la misma.

Sin embargo, puesto que se ha considerado las correas como elementos de arriostramiento frente a pandeo

del cordón superior de las cerchas, es necesario que, a su vez, estas correas queden coaccionadas frente a desplazamientos en su propio plano, mediante elementos de arriostramiento. Para ello se disponen en el primer y último vano unas tirantillas en cruz. Estas tirantillas serán barras de acero lisas de $\Phi 10$ y longitud máxima aproximada de 5,6 m. Las tirantillas se unirán al perfil del cordón superior de la cercha.

Por otro lado, también consideramos que la chapa grecada arriostra la cabeza de las correas frente a la flexión en su eje débil.

La hipótesis de cargas predominantes debidas al viento, provoca la succión de la cubierta, produciendo la tracción del cordón superior y la compresión en el cordón inferior. Para evitar el pandeo del cordón inferior disponemos un perfil de arriostramiento #100x5 que disminuye a la mitad la longitud de pandeo permitiendo disponer un perfil más ligero en ese cordón. El dimensionamiento de este perfil viene condicionado por la limitación de esbeltez.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)
La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{A \cdot F_c}}{N_{cr}}$$

$$\bar{\lambda}: \underline{1.66} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase: 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A: 18.08 cm²

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y: 275.00 MPa

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

N_{cr}: 180.45 kN

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ey}^2}$$

N_{cr,y}: 180.45 kN

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{ez}^2}$$

N_{cr,z}: 180.45 kN

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} = \frac{1}{\alpha} \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{et}^2} \right]$$

N_{cr,T}: ∞

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

I_y: 263.36 cm⁴

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_z: 263.36 cm⁴

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme.

I_t: 441.42 cm⁴

I_w: Constante de alabeo de la sección.

I_w: 0.00 cm⁶

E: Módulo de elasticidad.

E: 210000 MPa

G: Módulo de elasticidad transversal.

G: 81000 MPa

L_{ey}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

L_{ey}: 5.500 m

L_{ez}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

L_{ez}: 5.500 m

L_{et}: Longitud efectiva de pandeo por torsión.

L_{et}: 0.000 m

I_p: Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

I_p: 5.40 cm

$$i_p = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + z_0^2}$$

Siendo:

i_y, i_z: Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

i_y: 3.82 cm

i_z: 3.82 cm

y₀, z₀: Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

y₀: 0.00 mm

z₀: 0.00 mm

Adicionalmente, este perfil puede utilizarse para sujetar pequeñas instalaciones interiores (iluminación, ventilación, etc.)

10.4.6. DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIONES ENTRE LAS CERCHAS Y LOS PILARES.

Las uniones entre las cerchas y los pilares serán articuladas, para que se asemeje lo más posible a las hipótesis realizadas en el modelo de dimensionamiento. A partir de las leyes de esfuerzos del modelo calculado obtenemos los siguientes valores para el dimensionamiento de la unión:

- Máximo Axil $N_d = 35$ kN
- Mínimo Axil $N_d = - 50$ kN
- Cortante en el plano $V_d = 5$ kN (Debido a acciones horizontales)
- Momento flector $M_d = 0$ kN·m (Por ser una articulación)

Así, con estas dimensiones y acotando la superficie de la placa de anclaje a la superficie disponible sobre el pilar, se dimensiona la placa de anclaje necesaria, así como los pernos y conectores necesarios a embeber en el pilar para que pueda transmitir correctamente los esfuerzos al pilar según el modelo.

El dimensionamiento de estos elementos viene condicionado por la situación de arrancamiento de los pernos y por las tensiones que esta situación genera en la placa base.

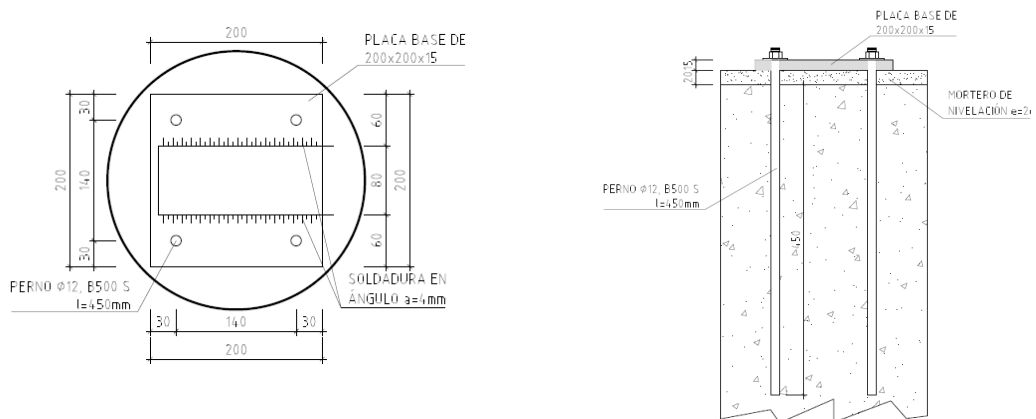


Ilustración 38 – Vista en planta y en alzado de la unión

La placa que se obtiene es:

- Placa de anclaje de 200x200x15 mm. Acero S275J.
- 4 Pernos de anclaje de $\Phi 12$ y longitud 450 mm. Acero B-500S.
- Mortero de nivelación bajo la placa de 2 cm. de espesor.

A partir de los listados adjuntos en el Anejo N^o 6, se justifica que este elemento cumple.

10.5. SECCIÓN CONSTRUCTIVA.

Para completar el diseño de la nave y teniendo en cuenta las características del terreno existente, se define a continuación la sección constructiva de la cimentación de la nave.

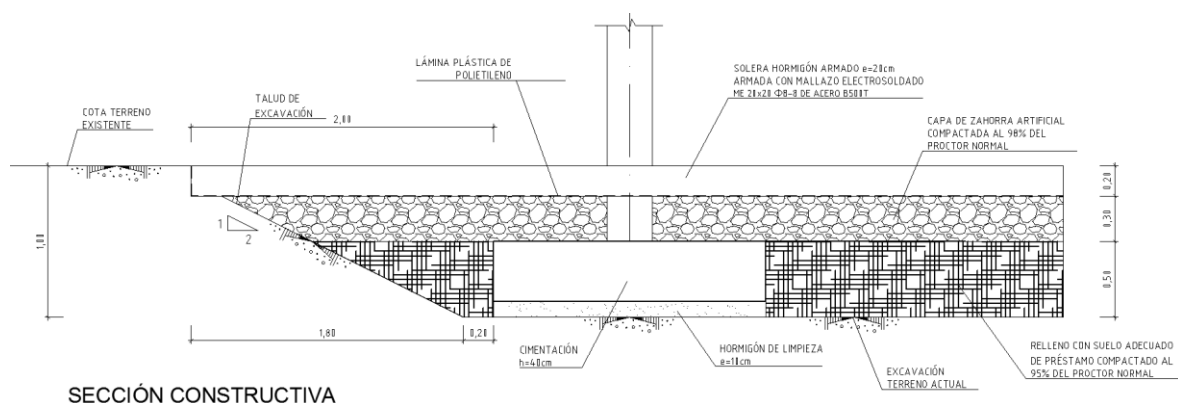
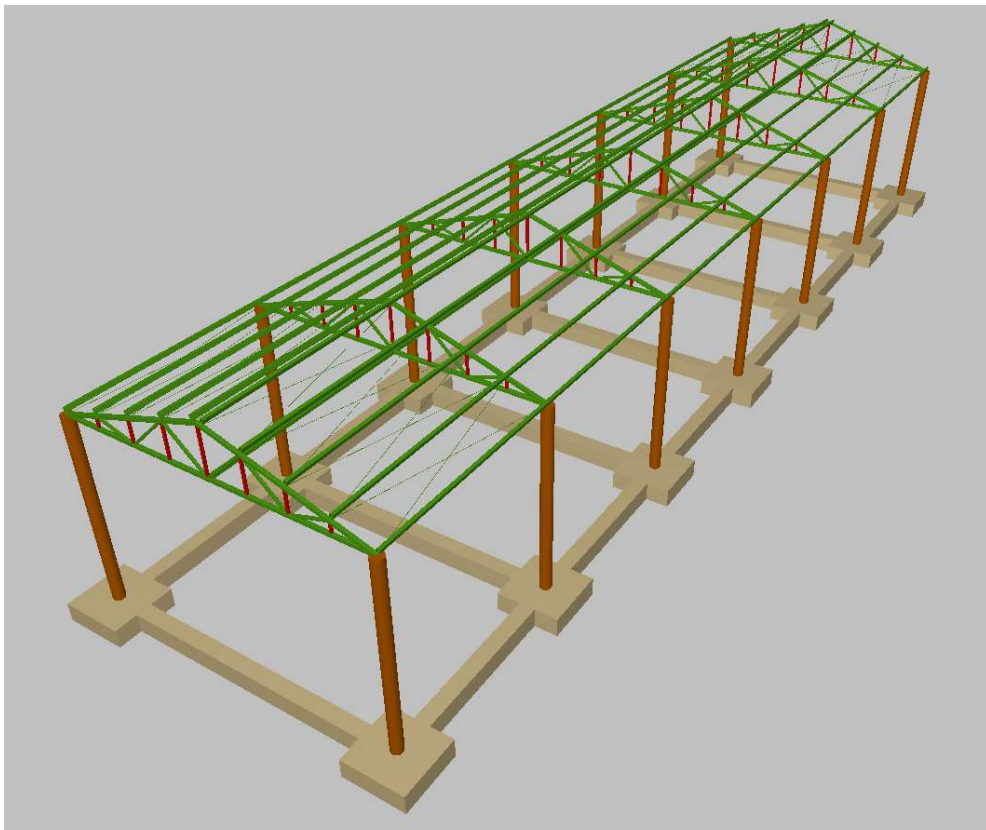


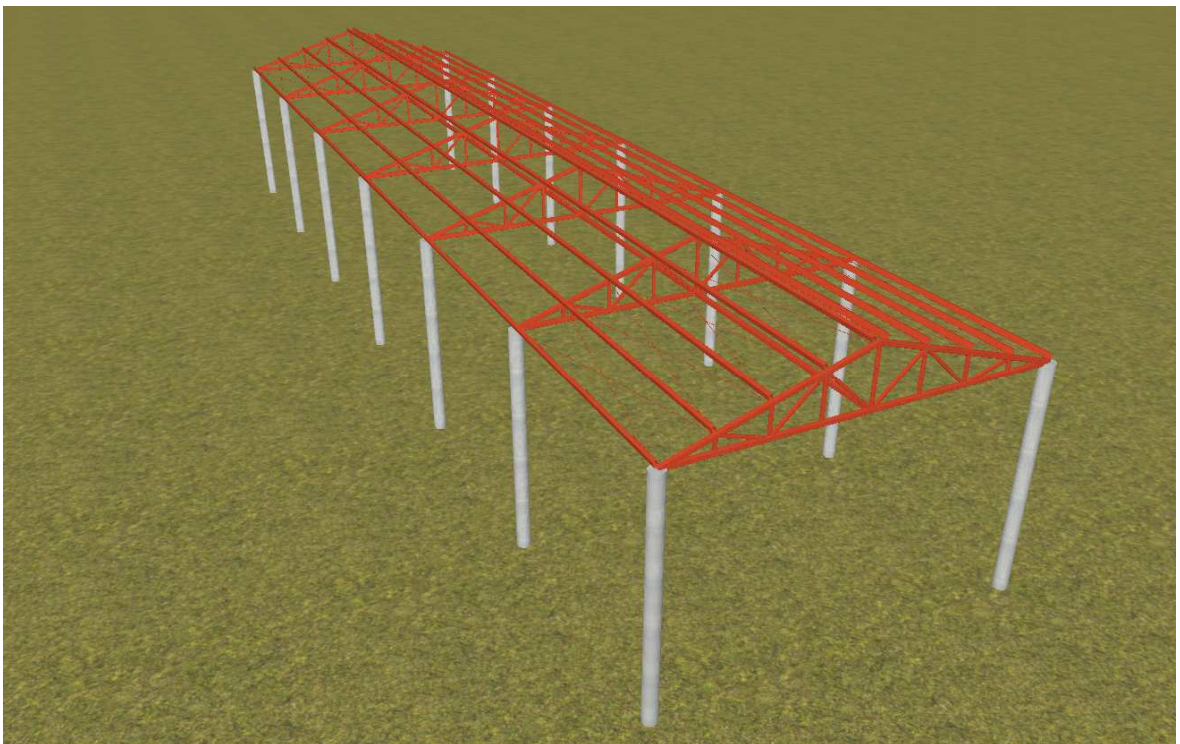
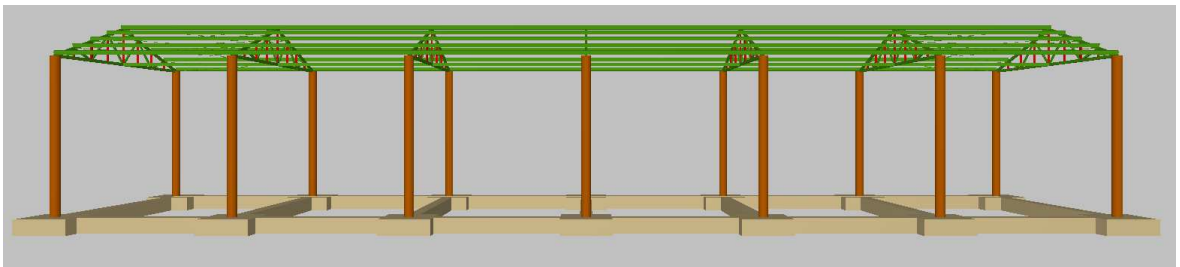
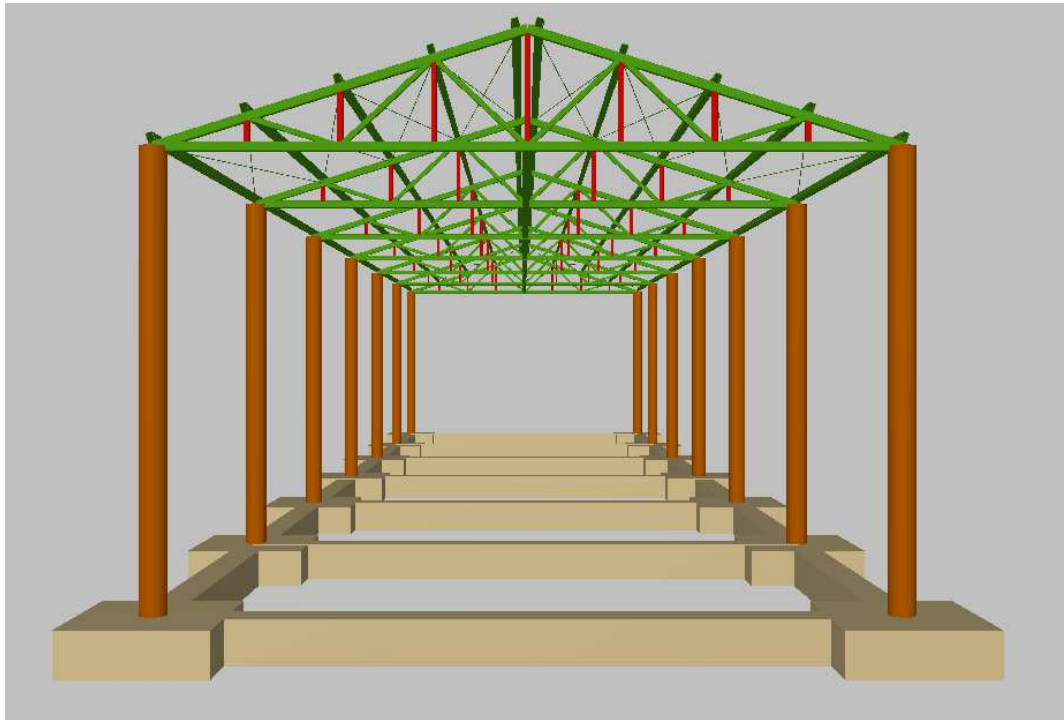
Ilustración 39 – Sección constructiva

Comentarios:

- Para evitar los problemas de hinchamientos y alteraciones del material existente, se excavará hasta el plano de apoyo de la cimentación en toda la superficie en planta de la estructura y no se reutilizará para el relleno en cimentación nada del material procedente de la misma.
- Sobre el plano de cimentación, situado a cota - 1,00 m respecto del terreno existente, se extenderá una capa de hormigón de regularización y limpieza HL-150/B/20 de 10 cm de espesor bajo las zapatas y vigas de centrado y atado.
- Una vez ejecutados los elementos de cimentación y los pilares, se rellenarán los 50 cm de excavación con suelo adecuado procedente de préstamo compactado al 95% del Próctor Modificado, en tongadas de espesor máximo 30 cm.
- Sobre éste se extenderá una capa de Zahorra Artificial de 30 cm de espesor compactada al 98% del Próctor Modificado.
- Solera de hormigón tipo HA-30/B/20/IIb, de 20 cm de espesor, armado con mallazo electrosoldado ME 20x20 Φ 8-8 de acero B500T. Entre zahorra y solera se dispondrá una lámina separadora de polietileno. Se dispondrán las juntas de contracción y dilatación correspondientes para evitar la fisuración de dicha losa. La solera se extiende 2 m más allá del límite de la cimentación para evitar posibles filtraciones de agua de lluvia que pudieran afectar a las zapatas.

10.6. VISTAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA FINAL.





11. CONCLUSIÓN.

Después de los cálculos realizados, se considera que la estructura objeto del presente estudio ha sido desarrollada y descrita como para poder asegurar que su diseño es correcto. Se describen en los planos adjuntos los detalles y vistas de la estructura que definen suficientemente sus elementos como para poder ejecutarlos en obra sin problemas.

Valencia, septiembre de 2018

Fdo.: Laura Hedó Ruiz