



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial

Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales

AUTOR/A: Jurado Boyero, Adrián

Tutor/a: Espinós Capilla, Ana

Cotutor/a: Lapuebla Ferri, Andrés

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022



RESUMEN

El objetivo del presente Trabajo Final de Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales es el diseño y el cálculo de la estructura portante de una piscina cubierta, dedicada al entrenamiento de natación de alto rendimiento y a la competición de este deporte, situada en Valencia. La superficie total que cubre la estructura es de 4050 metros cuadrados y se dispone sobre una cimentación a base de zapatas aisladas convenientemente relacionadas entre sí mediante vigas de atado. La estructura metálica se resuelve a través de pórticos planos con celosía curva apoyados sobre pilares de inercia variable a base de perfiles tubulares. Se empleará acero galvanizado en los perfiles estructurales, de cara a dotarlos de protección frente a la corrosión y prevenir así posibles problemas derivados de las condensaciones.

Palabras clave:

Diseño y cálculo estructural; Piscina cubierta; Estructura metálica; Acero galvanizado; Celosía curva; Perfil tubular; Pilares de inercia variable; Simulación por ordenador.



RESUM

L'objectiu del present Treball Final de Grau d'Enginyeria en Tecnologies Industrials és el disseny i càlcul de l'estructura portant d'una piscina coberta, dedicada a l'entrenament de natació d'alt rendiment i a la competició d'aquest esport, situada a València. La superfície total coberta per l'estructura és de 4050 metres quadrats i es disposa sobre una cimentació a base de sabates aïllades convenientment relacionades entre sí mitjançant bigues de lligat. L'estructura metàl·lica es resol amb pòrtics plans amb gelosia corba recolzats sobre pilars d'inèrcia variable a base de perfils tubulars. S'usarà acer galvanitzat en el perfils estructurals, de cara a dotar-los de protecció front a la corrosió i previndre així possibles problemes derivats de les condensacions.

Paraules clau:

Disseny i càlcul estructural; Piscina coberta; Estructura metàl·lica; Acer galvanitzat; Gelosia corba; Perfil tubular; Pilars d'inèrcia variable; Simulació per ordinador.



ABSTRACT

The aim of this Bachelor Thesis for the Degree in Industrial Technology Engineering is the design and calculation of the supporting structure of an indoor swimming pool, dedicated to the training of high-performance swimming and the competition of this sport, located in Valencia. The total area covered by the structure is 4050 square meters and is laid out on a foundation based on isolated footings conveniently connected to each other by tie beams. The steel structure is solved by means of plane frames with curved lattice beams supported on columns of variable inertia based on hollow sections. Galvanized steel will be used in the structural profiles in order to protect them against corrosion and thus prevent possible problems arising from condensations.

Keywords:

Structural design and calculation; Indoor swimming pool; Steel structure; Galvanized steel; Curved lattice; Hollow sections; Columns of variable inertia; Computer simulation.



ÍNDICE

I. MEMORIA	8
1. ANTECEDENTES	9
1.1. Objeto del trabajo	9
1.2. Alcance	9
1.3. Justificación	9
1.4. Motivación.....	10
2. EMPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO	11
2.1. Descripción del emplazamiento	11
2.2. Características de la parcela.....	11
2.3. Ficha urbanística.....	12
2.4. Estudio geotécnico	12
3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO	13
3.1. Superficies y volúmenes	13
3.2. Estudio funcional	15
3.3. Elementos constructivos	15
4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	18
4.1. Proceso de diseño	18
4.2. Estructura de acero	22
4.3. Altillo.....	23
4.4. Placas de anclaje.....	23
4.5. Cimentación.....	25
5. NORMATIVA DE APLICACIÓN	26
6. RESUMEN DEL PRESUPUESTO	27
7. BIBLIOGRAFÍA	28





II.	ANEXO DE CÁLCULO	29
1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	30
1.1.	Método de cálculo.....	30
1.2.	Software empleado	30
2.	MATERIALES	31
2.1.	Acero	31
2.2.	Hormigón.....	32
3.	ACCIONES	33
3.1.	Acciones permanentes	33
3.2.	Acciones variables	34
3.3.	Acciones accidentales.....	42
3.1.	Bases de cálculo.....	45
3.2.	Estados límite	45
3.3.	Combinaciones de acciones	46
4.	PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA	49
4.1.	Celosía de cubierta	49
4.2.	Pilar compuesto.....	54
4.3.	Resto de elementos estructurales.....	56
4.4.	Predimensionado del canto del forjado	57
5.	DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA	59
5.1.	Modelo de pandeo.	59
5.2.	Modelo de flecha.....	60
5.3.	Pórtico interior (Alineación D).....	61
5.4.	Pórtico de fachada (Alineación A)	66
5.5.	Fachada lateral (Alineación 7)	71
5.6.	Alzado lateral (Alineación 5).....	74
5.7.	Cubierta parabólica	77
5.8.	Cimentación.....	79
5.9.	Correas de cubierta	87
5.10.	Dimensionado del forjado	89





III. PRESUPUESTO	90
1. MEDICIONES Y PRESUPUESTO.....	91
1.1. Capítulo 1 – Acondicionamiento del terreno	91
1.2. Capítulo 2 – Cimentación	92
1.3. Capítulo 3 – Estructura	93
1.4. Capítulo 4 – Forjado y solado	95
1.5. Capítulo 5 – Fachadas y particiones	96
1.6. Capítulo 6 – Elementos constructivos de cubierta	97
2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	98
3. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN.....	98
4. ANÁLISIS DEL PRESUPUESTO	99





IV. PLANOS.....100

1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO
2. REPLANTEO
3. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA
4. CERRAMIENTOS EXTERIORES
5. PLANTA CUBIERTA Y CORREAS
6. VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA
7. CIMENTACIÓN
8. DETALLES DE ZAPATAS Y VIGAS DE ATADO
9. FORJADO ENTREPLANTA
10. PÓRTICO INTERIOR (Alineaciones B, D, E, F, G y I)
11. PÓRTICO DE FACHADA (Alineación A)
12. FACHADA LATERAL (Alineaciones 1 y 7)
13. ALZADO LATERAL (Alineaciones 3 y 5)
14. CUBIERTA



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

I. MEMORIA

1. ANTECEDENTES

1.1. Objeto del trabajo

El siguiente Trabajo de Fin de Grado presenta como objeto el cálculo y diseño de la estructura de una piscina municipal dedicada a la enseñanza y entrenamiento de alto rendimiento situada en la ciudad de Valencia. Con ello se pretende aplicar los conocimientos alcanzados en el Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales de la Universitat Politècnica de València.

1.2. Alcance

En el presente proyecto se realiza el diseño y cálculo de la cimentación y la estructura portante del edificio bajo las acciones permanentes y variables recogidas en el Código Técnico de la Edificación [1], Documento Básico de Seguridad Estructural. Cabe destacar que queda fuera del alcance de este trabajo el análisis del comportamiento de la estructura sometida a acciones accidentales tales como sismo, incendio, explosión o impacto.

Para todo ello se hará uso de los conocimientos obtenidos tras cursar los cuatro cursos del Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales, superando asignaturas como Elasticidad y Resistencia de los materiales, Estructuras y Tecnología de la Construcción. En ellas se estudió el comportamiento tensional y deformacional de los materiales bajo diferentes esfuerzos, así como conceptos básicos de cálculo y análisis estructural. En cuanto al diseño y cálculo se ha introducido la estructura en los programas de CYPE Ingenieros, S.A. para la comprobación y elección de los elementos, de tal forma que se cumpla la normativa vigente tal y como se explica en la asignatura optativa CAD para el Cálculo de Estructuras Industriales.

Adicionalmente se incluye el presupuesto del proyecto siguiendo como guía los conocimientos adquiridos en la asignatura de Proyectos y la documentación gráfica necesaria para la correcta comprensión y puesta en obra de la estructura previamente concebida.

1.3. Justificación

Durante los últimos tres años se han reanudado los proyectos de nuevo desarrollo urbanístico de los barrios de Patraix y Safranar en Valencia, con la intención de crear un barrio residencial nuevo y moderno. Mediante estas iniciativas impulsadas por el gobierno de la ciudad, la población se incrementará con la ocupación de dichas viviendas, y con ello la demanda de servicios sociales.

El deporte es una parte fundamental para el correcto desarrollo físico y psicológico de las personas que cada vez se está acercando más a la población por medio de gimnasios o actividades municipales.

Ante la previsión del traslado de familias a las nuevas urbanizaciones que están en construcción, este edificio contará con un vaso dedicado a la enseñanza de la natación. Además, cabe destacar que la ubicación de la piscina es colindante con el Colegio de Educación Infantil y Primaria Luis Fortich (ver plano 1), por lo que el centro puede hacer uso de las instalaciones en horario escolar dado que se encuentra a un distancia recorrida en menos de diez minutos a pie, tal y como dicta la normativa NIDE de Piscinas Cubiertas de 2021 [2]. Con ello se pretende mejorar la calidad de vida de los usuarios de las instalaciones y fomentar este deporte entre la juventud por los grandes beneficios que aporta la natación. La práctica de deportes acuáticos en los niños de temprana edad mejora habilidades



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

cognitivas y psicomotrices tales como la coordinación o el equilibrio del deportista y mejora las capacidades cardiovasculares y respiratorias.

Por otro lado, las instalaciones cuentan con una zona dedicada para el entrenamiento de alto rendimiento (ver plano 2) y para las competiciones regionales, nacionales e internacionales. La facilidad de acceso por encontrarse en una vía como es la Avenida Tres Cruces y la cercanía a la salida de la ciudad por la autovía V-30 (circunvalación de Valencia) permite mejorar la accesibilidad de nuevos deportistas de diferentes municipios.

1.4. Motivación

Durante los cuatro cursos del Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales y más concretamente en los últimos dos, asignaturas como Estructuras o Tecnología de la Construcción han despertado en el autor del presente proyecto una afinidad hacia este campo de la ingeniería. Es por ello por lo que la realización del presente Trabajo de Fin de Grado se centra en el ámbito de las estructuras. Asimismo, como deportista, el autor conoce las ventajas de la práctica de un deporte en el desarrollo personal de todo individuo. Finalmente, la expansión de la zona de residencia del autor, con un gran número de viviendas e infraestructuras, ha hecho que escoja un proyecto como es el cálculo de una piscina municipal.

Mediante un trabajo de este tipo se permite al alumno acercarse a las condiciones profesionales de un calculista de estructuras poniendo en práctica aquellos conocimientos que le han despertado curiosidad. Además, se amplían las materias relacionadas por tratarse de una estructura singular y diferente a las que se pueden estudiar en el grado y se intenta solventar las peculiaridades o excepciones que ello conlleva. Por último, se refuerzan las habilidades adquiridas para la búsqueda y tratamiento de la normativa e información junto con la destreza en el empleo de las herramientas y programas necesarios para el diseño y cálculo de una estructura metálica.

Como deportista de un club pequeño el autor del proyecto ha podido apreciar la necesidad de espacios deportivos accesibles que permitan la práctica correcta de la actividad física con condiciones de espacio y salubridad adecuadas.

Con todo ello y mediante los conocimientos adquiridos en el Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales se propone el cálculo de la estructura portante de una piscina municipal como Trabajo de Fin de Grado.

2. EMPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO

2.1. Descripción del emplazamiento

La parcela en la que se situará la piscina municipal se encuentra en el barrio Safranar, en la ciudad de València (Figura 1). Se encuentra en una gran avenida (Av. Tres Cruces), en la intersección con la calle Pintor Agrassot. Está próxima a la salida Polígono Vara de Quart para facilitar el acceso de posibles deportistas afincados fuera del municipio de la capital valenciana.

La parcela linda al noroeste con la calle Pintor Agrassot, al sureste con una parcela vacía sin edificar, al noreste con el IES Lluís Fortich y al suroeste con la avenida Tres Cruces.

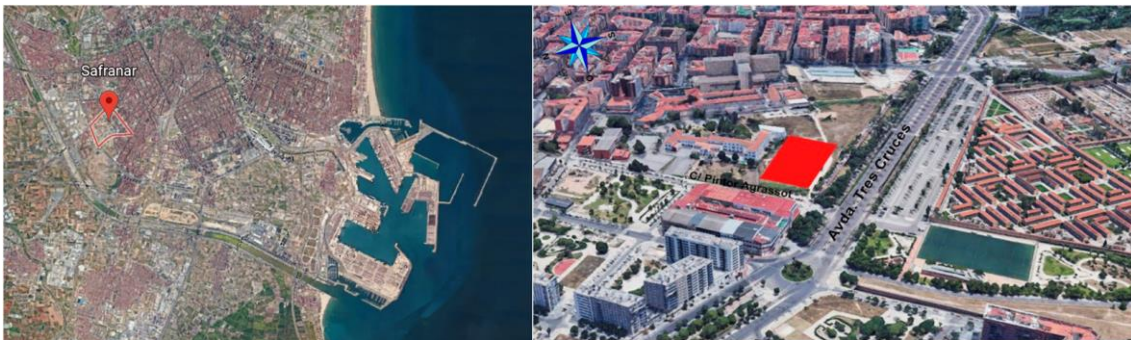


Figura 1.- Emplazamiento del edificio (Fuente: Google Earth)

2.2. Características de la parcela

El edificio que albergará las instalaciones de la piscina y una posible zona de aparcamiento de vehículos, que no forma parte del presente Trabajo de Fin de Grado, tiene una forma rectangular de 45 metros de ancho por 90 metros de longitud (4050 m²). Se situará en una parcela de 15410 metros cuadrados a la cual se podrá acceder desde dos calles ortogonales entre sí, la Avenida Tres Cruces y la Calle Pintor Agrassot. Su orientación es tal que la mayor longitud del rectángulo será paralela a la avenida, donde se encontrará la entrada principal a las instalaciones deportivas (Figura 2).



Figura 2.- Disposición de la parcela

2.3. Ficha urbanística

La Sede Electrónica Catastral [3] de la ciudad de Valencia establece que la parcela en la cual se situará el edificio tiene como referencia 4205812YJ2740E y su dirección es Avenida Tres Cruces, 135 (Figura 3). Este espacio contempla una explanada de únicamente suelo edificable de 15.410 metros cuadrados en una forma aproximadamente rectangular, con una mordida por uno de sus laterales. No obstante, para la estructura que contempla el proyecto solamente se ocuparán 4.050 metros cuadrados por lo que el coeficiente de ocupación de dicha parcela es del 26.28%.



Figura 3.- Vista aérea y geometría de la parcela (Fuente: Sede Electrónica Catastral de Valencia)

En la Tabla 1 se muestra la ficha urbanística del proyecto comparando los parámetros máximos establecidos por el Plan General de Ordenación Urbana de la ciudad de Valencia [4] y los que se cumplen en el presente trabajo.

Tabla 1.- Ficha urbanística

	Parámetros máximos	Solución propuesta
Nº máximo de plantas	Seis (6)	Una (1)
Coeficiente de ocupación	70 %	26.28%
Coeficiente edificabilidad	0.70	0.2628
Altura máxima de cornisa	25.30 metros	14 metros
Retranqueo mínimo	No especificado	-

2.4. Estudio geotécnico

El CTE DB SE-C [1] define el estudio geotécnico como un compendio de actividades, que en su conjunto se denominan reconocimiento del terreno, mediante las cuales se determinan las propiedades del terreno sobre el que se alzarán las edificaciones. Se trata de un procedimiento que se lleva a cabo durante la fase inicial del proyecto, ya que los resultados obtenidos condicionan directamente la estructura y el dimensionamiento de la cimentación en función del uso o la importancia del edificio, entre otros factores. Ante la inexistencia de este estudio por tratarse de un trabajo académico se tomará como valor de tensión del terreno frente a una situación permanente de 0'2 MPa correspondiente a un terreno de calidad media.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO

3.1. Superficies y volúmenes

La construcción consiste en un edificio aislado con una tipología de nave rectangular con cubierta parabólica y un altillo a 4 metros de altura.

Las instalaciones deportivas diseñadas han sido concebidas para albergar actividades de alto rendimiento a la vez que la práctica libre del público y la enseñanza. Por ello, se toma como base para la disposición en planta la configuración N7+P1 (Figura 4) de la Norma NIDE de Piscinas Cubiertas de 2021 [2]. Sobre dicho esquema se añaden los servicios mínimos tales como aseos, graderío para la zona de competición, vestuarios, zonas de almacenamiento de material o gimnasio.

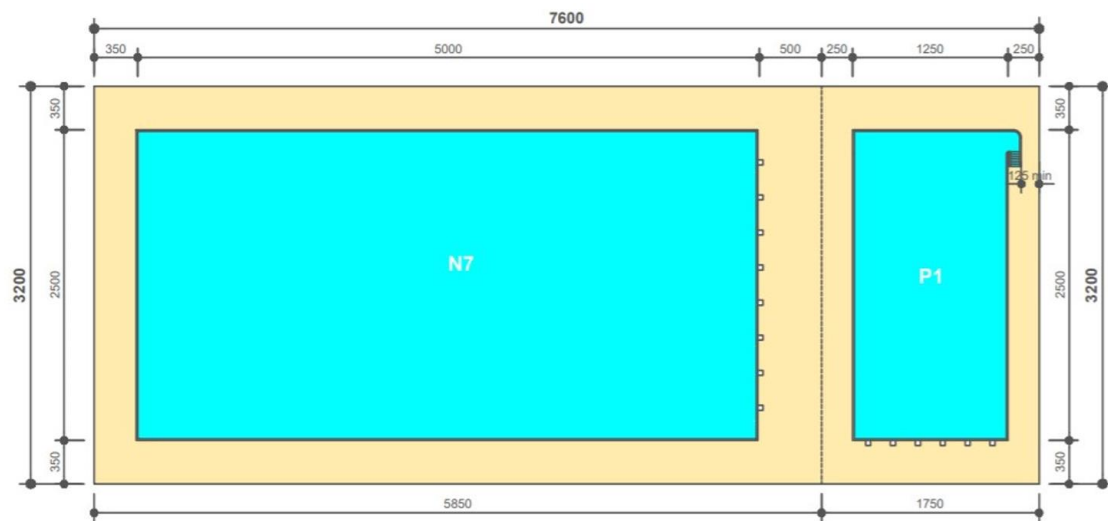


Figura 4.- Disposición relativa de los vasos, configuración N7+P1 (Fuente: NIDE Piscinas Cubiertas 2021)

Las dimensiones que alcanza el edificio completo son 90 metros longitudinales, 45 metros de ancho y 14 metros de altura de cumbrera. La superficie cubierta total es de 4050 m² con forma rectangular, proyectado como un gran contenedor con un volumen encerrado de 51287'78 m³.

La distribución de las dependencias se puede observar en la Figura 5 o en el plano de distribución en planta del Anexo de Planos (ver plano 2). Las superficies que ocupa cada espacio se presentan en la siguiente Tabla 2.

Tabla 2.- Superficies y volúmenes

LOCAL	SUPERFICIES ÚTILES (m ²)
Zona recreativa y de enseñanza	
Vestíbulo con recepción	58.25
Oficina de personal	10.70
Cafetería	78.11
Área sanitaria	23.18
Almacenes	25.21
Vestuarios deportistas	84.16
Vestuarios de personal	30.03
Sala de vídeo	30.54
Sala técnica	13.94
Aseos	34.95
Cuarto de limpieza	5.45
Piscina	315.63
Zona de competición y entrenamiento	
Graderío Norte	338.80
Graderío Sur	252.20
Aseos	44.12
Vestuarios	224.75
Almacén	40.52
Gimnasio	80.80
Sala de medios	37.12
Piscina	1250.00

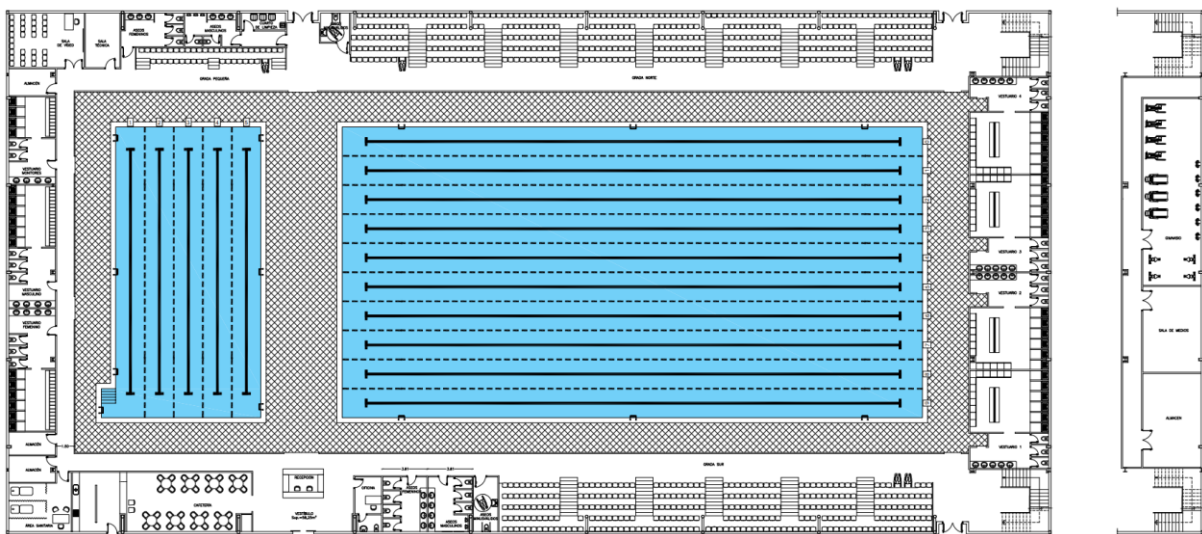


Figura 5.- Distribución en planta

3.2. Estudio funcional

En el interior del edificio se distinguen dos espacios fundamentalmente. En el lado izquierdo de la planta se encuentra la zona educativa, mientras que en la parte derecha se sitúa la zona de entrenamiento de alto rendimiento y competición.

Al acceder al edificio por la puerta principal se encuentra una recepción junto a una cafetería a modo de zona de descanso para aficionados o clientes. En la primera zona descrita con anterioridad se encuentra un vaso de 25x12'5 metros dividido en 5 calles, acompañado de vestuarios y aseos para ambos géneros y minusválidos y un vestuario adicional para el personal del complejo deportivo. Adicionalmente, se dispone de dependencias para el almacenaje de material deportivo, material de limpieza, sala de vídeo y sala técnica. Finalmente, se reserva un espacio a modo de área sanitaria.

En cuanto a la zona de competición se tiene un vaso de 50x25 metros en la zona central alrededor de la cual se ubican los aseos y los graderíos desde los cuales los aficionados pueden disfrutar de los eventos o entrenamientos. En la parte derecha de la planta se encuentran 4 vestuarios para los distintos equipos de competición y arbitraje. Por encima de estas dependencias se sitúa una entreplanta con tres espacios distintos: un gimnasio de aproximadamente 81 m² para la previa o posterior preparación de los atletas, una sala de almacén para el material y una sala de medios desde la cual es posible la retransmisión de eventos.

3.3. Elementos constructivos

Sobre el terreno desbrozado se situará una solera de hormigón armado HA30/B/20/XD2 con malla electrosoldada ME 15x15 Ø5-5 B500T 6x2,20 consiguiendo un espesor total de 15 cm.

Alrededor de los vasos se dispone de un muro de contención de hormigón armado HA-30/B/20 de tres metros de alto con 25 cm de espesor con tubos de PVC para el paso de las instalaciones necesarias.

El revestimiento del suelo en las zonas húmedas y en pasillos colindantes a la zona deportiva y a los vestuarios se realizará por medio de azulejos de gres extruido (Figura 6a) con una rejilla rodeando los vasos a base de PVC para filtrar el agua del suelo (Figura 6b). Este material presenta propiedades de resistencia ante impactos, de absorción de agua inferior al 1% y de antideslizamiento, favoreciendo la seguridad del recinto. Además, cumple la Normativa del CTE DB SUA [1] referida a la resbalabilidad del suelo por tener una resistencia al deslizamiento superior a 45 según el ensayo del péndulo. Para el suelo de los vasos se emplearán baldosas porcelánicas a modo de mosaico (Figura 6c).

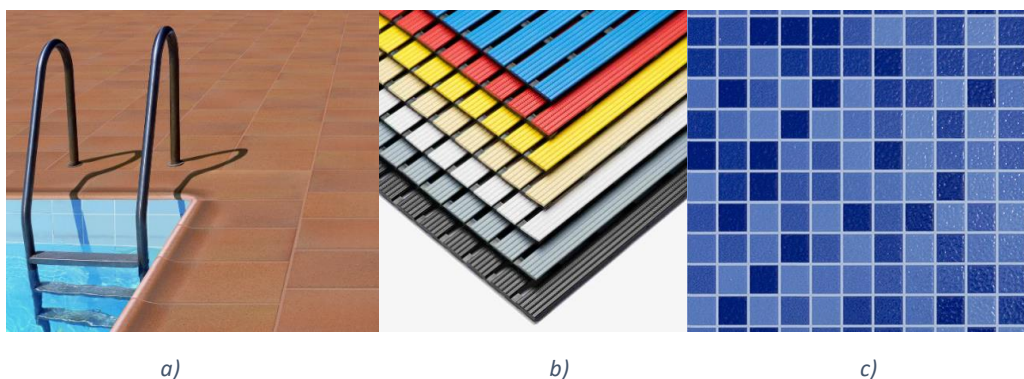


Figura 6.- Materiales empleados en el suelo

En la tabiquería interior encargada de la separación de dependencias se emplean ladrillos cerámicos caravista 24x11,5x5 cm, hidrofugados, con acabado liso (Figura 7) para asegurar la estanqueidad y evitar filtraciones causadas por la humedad.



Figura 7.- Ladrillo caravista hidrófugo para tabiquería interior

El cerramiento horizontal que cubrirá las dependencias de vestuarios, almacenes o gimnasio entre otros se realizará a partir de un falso techo a base de yeso laminado. Con ello se consigue hacerlo resistente a la humedad y a los golpes y este se sujeta de la cara inferior del forjado.

Para los cerramientos verticales exteriores (Figura 8) que actuarán como fachadas frontales y laterales de los edificios se compondrán de ladrillos de 110 milímetros sobre los que se colocará una capa de aislante. A fin de favorecer la estética exterior de la fachada se colocarán sobre el aislante montantes auxiliares para sujetar paneles cerámicos.

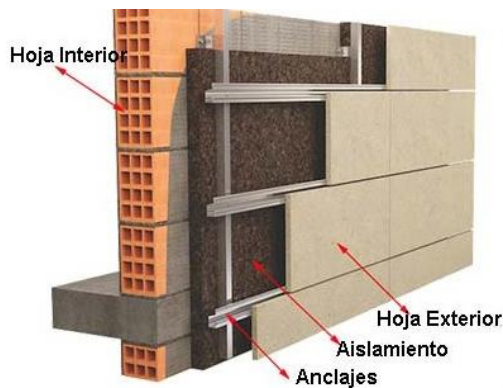


Figura 8.- Sección de los cerramientos verticales exteriores

Para dotar a los vestuarios de luz y ventilación natural como establece la Norma NIDE de piscinas cubiertas de 2021 [2] se dispondrán de ventanas abatibles traslúcidas (Figura 9a) mientras que para la zona de aguas se optarán por ventanales fijos (Figura 9b).



Figura 9.- Carpintería exterior

La cubierta parabólica del edificio se configurará a partir de un panel prefabricado ligero de tipo sándwich (Figura 10) con un aislante a base de polimetacrilato de metilo intercalado con lucernarios de policarbonato que ocupan entorno al 19% de la superficie de la cubierta y permiten el paso de la luz natural. Este tipo de material empleado para los lucernarios es el más común por complementarse perfectamente con los paneles prefabricados, facilitando la instalación y asegurando la seguridad del interior del edificio frente a impactos ambientales. Además, permite el paso de la luz sin transmisión de calor a la vez que actúa como un efectivo aislante térmico, de tal forma que aporta beneficios tanto en las estaciones calurosas del año como en las frías.



Figura 10.- Materiales empleados en la cubierta

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

4.1. Proceso de diseño

El edificio que alberga la piscina municipal tiene unas dimensiones de 45 metros de luz por 90 metros de longitud y soporta una cubierta de 4.140 m². Para optimizar la estructura, cubrir una luz tan elevada y mantener una estética se ha optado por una celosía curva generando una cubierta parabólica. Mediante este tipo de estructuras trianguladas se logra reducir el peso de la estructura frente al uso de perfiles laminados simples. Estas barras se encuentran débilmente unidas a los cordones a fin de permitir el giro de la unión para que trabajen a tracción o a compresión exclusivamente.

Las alternativas contempladas para la celosía de cubierta se muestran en la Figura 11. En primer lugar, se tiene una celosía tipo Pratt seguida de una Warren con montantes y una Warren con una configuración de montantes intercalados.

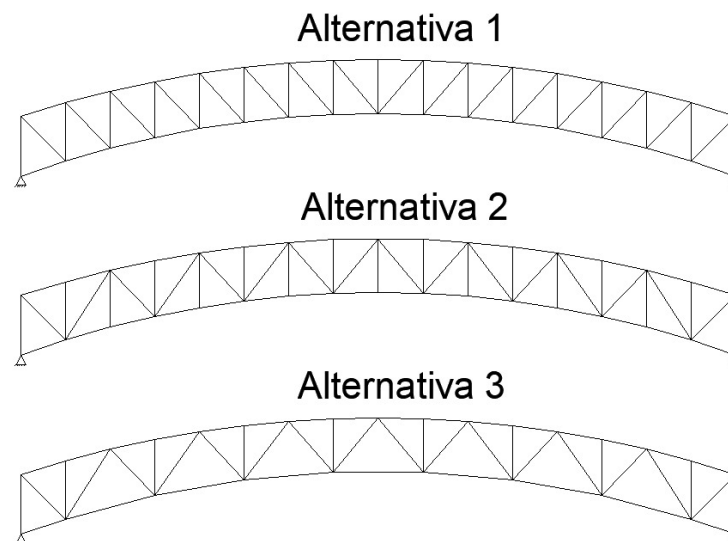


Figura 11.- Alternativas geométricas celosía cubierta

El descarte de las dos primeras opciones se lleva a cabo tras la puesta en práctica y comprobación de la escasa sollicitación de los montantes. Soportando estos unos esfuerzos tan reducidos, se tiende a reducir la cantidad de material empleado, eliminando una serie de montantes y manteniendo la forma parabólica de la cubierta.

En cuanto a la geometría final de la celosía, se han seguido las recomendaciones del Instituto de Construcción Tubular (ICT) en su Guía para el Diseño de Celosías [5]. Con ello, se ha tomado un canto de 3 metros, igual a la decimoquinta parte de la luz a cubrir, y una separación horizontal entre vértices de 2 metros y medio para conseguir un ángulo de unión mayor que 30° y cercano a 45°.

$$\text{Canto } (h) \rightarrow h \geq \frac{\text{luz}}{15} = \frac{45'00 \text{ m}}{15} = 3'00 \text{ m} \rightarrow h = 3'00 \text{ m}$$

En cuanto al tipo de perfiles utilizados también existen dos alternativas. La solución mediante perfiles laminados comunes supone un exceso de material innecesario, mientras que el empleo de perfiles tubulares huecos permite conseguir valores de inercia semejantes con un peso lineal muy

inferior (Tabla 3). En ambos casos a los perfiles se le debe realizar un proceso de galvanizado UNE-EN/ISO 1461 [17] para evitar la corrosión producida por los vapores de cloro generados por el mantenimiento del agua.

Tabla 3.- Peso de las alternativas

	Peso de la estructura (kg de acero)
Perfiles tubulares huecos	170.394'82 kg
Perfiles laminados	271.841'17 kg

Siguiendo un criterio económico con el que se pretende reducir en la medida de lo posible la cantidad de material utilizado se opta por la utilización de perfiles tubulares huecos. La mayor parte de las barras que configuran el edificio son perfiles circulares huecos en concordancia con la cubierta parabólica. Mientras, para aprovechar su mayor inercia respecto del eje “fuerte” se colocan perfiles rectangulares huecos en los pilares de fachada, los pilares y la viga del altillo.

Por otra parte, en la elección de los pilares se descarta el empleo de elementos simples para disponer de elementos triangulados con una sección variable (Figura 12) y creciente con la altura. Con ello, se dispone de una mayor inercia de conjunto para hacer frente al máximo flector situado en cabeza del pilar. Adicionalmente, las triangulaciones del pilar compuesto dotan de una intraslacionalidad a la estructura en el plano del pórtico, que reduce la posibilidad de pandeo y con ella el perfil necesario que cumpla las exigencias mínimas.



Figura 12.- Pilar compuesto

Frente a la gran luz que se debe salvar se dispone de un sistema de bastidores y tornapuntas (Figura 13) que reducen las longitudes de pandeo de los cordones en el plano perpendicular al pórtico, a la vez que se controla el pandeo lateral que podría aparecer con hipótesis de presión sobre la cubierta. La separación entre bastidores coincide con la de los pilares de la fachada frontal.

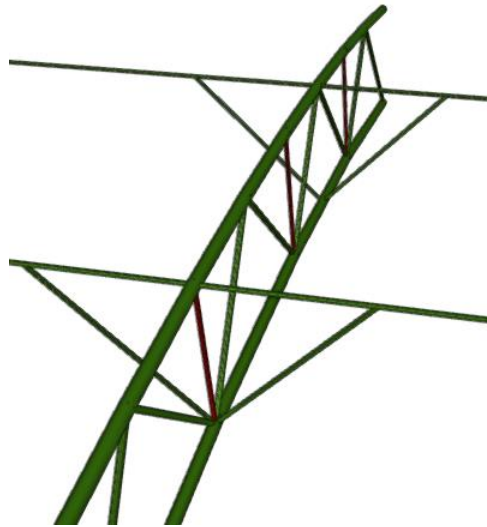


Figura 13.- Sistema de bastidores y tornapuntas

Finalmente, la canalización de la acción del viento frontal a lo largo de la nave se realiza por un sistema de viga perimetral y cruces de San Andrés y VCV que unen las cabezas de los pilares, transmitiendo los esfuerzos hasta llevarlos al terreno en el caso de las fachadas frontales (Figura 14) y laterales (Figura 15).

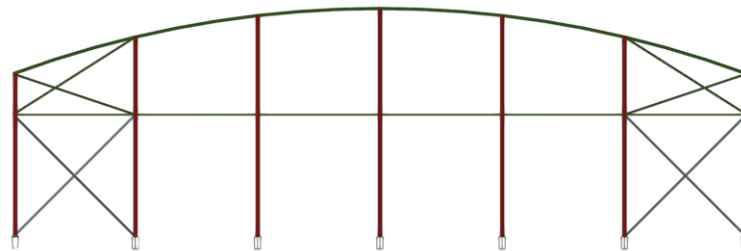


Figura 14.- Fachada frontal de la estructura

La excesiva longitud de la nave requiere de un sistema que permita soportar los esfuerzos que aparecen por la dilatación térmica del acero. Por ello, se duplica el sistema de arriostramiento disponiendo dos cruces adicionales en vanos intermedios con un vano entre ellos encargado de conectar las dos subestructuras, en las que se puede dividir la nave mediante juntas tipo coliso en las correas de cubierta.

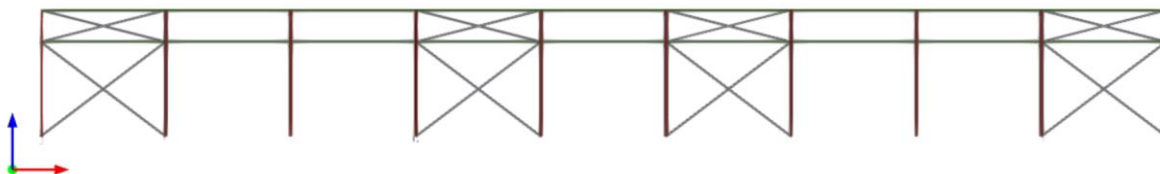


Figura 15.- Fachada lateral del edificio

En cuanto a la cubierta, se dispone de una viga a contraviento (VCV) tipo Pratt con los tirantes duplicados para soportar esfuerzos en los dos sentidos de la dirección longitudinal de la nave (Figura 16). Los perfiles que actúan como tirantes se materializan por medio de barras redondas macizas que trabajan como cables.

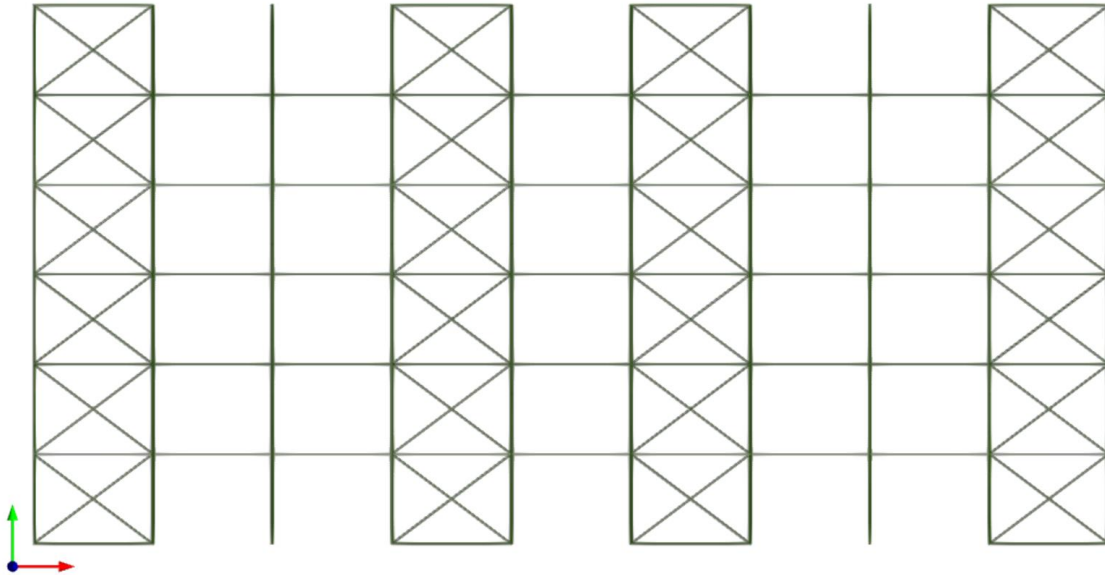


Figura 16.- Sistema de arriostramiento en la cubierta

Todas esas consideraciones en el diseño dan como resultado la estructura que soporta el edificio mostrada en la Figura 17.

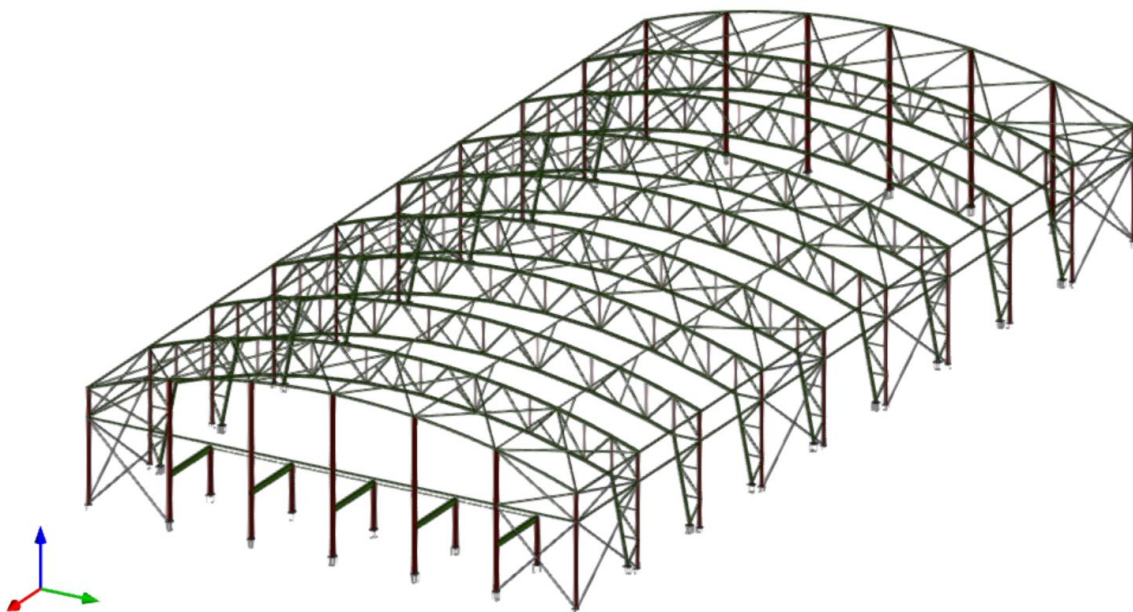


Figura 17.- Vista 3D de la estructura

4.2. Estructura de acero

La estructura portante del edificio de la piscina se resuelve a través de perfiles tubulares de acero S355 acabados en caliente (EN 10210 [16]), sobre los que se realiza una operación de galvanizado según la norma UNE-EN/ISO 1461 [17] para conformar un pórtico con celosía de cubierta curva que descansa sobre pilares compuestos.

Para la configuración de cubierta parabólica se opta por emplear perfiles tubulares circulares (Figura 18b) en los cordones de las celosías de pilares y cubierta, en montantes y diagonales, bastidores y tornapuntas y en la viga perimetral. Con ellos se consigue reducir el peso de la estructura por su interior hueco al mismo tiempo que se dota de cierta estética visual a los ocupantes por tratarse de perfiles cerrados que acompañan a la forma característica de los pórticos.

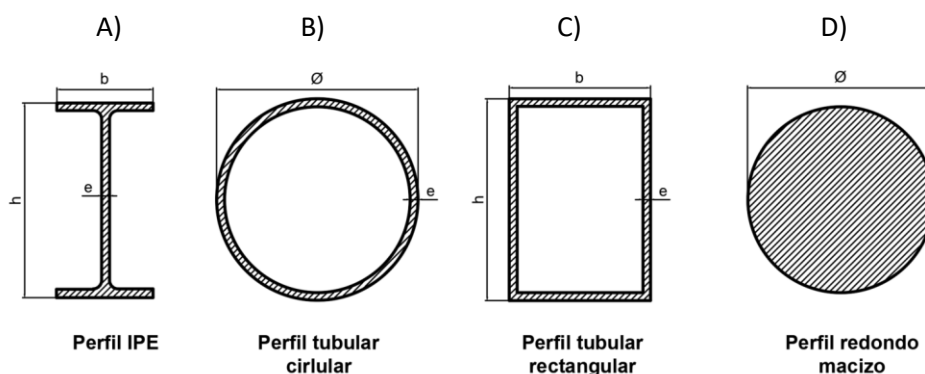


Figura 18.- Secciones de los perfiles empleados

En el caso de los pilares de las fachadas frontales y sus arriostramientos horizontales, los perfiles son rectangulares huecos (Figura 18c). Estas barras, que trabajan fundamentalmente a flexión por la acción de viento, presentan dos direcciones de inercia distintas pudiendo orientarse los pilares de tal forma que se maximice el aprovechamiento de la barra soportando mejor la flexión con su eje fuerte. Adicionalmente, permiten mantener la estética en caso de introducir grandes ventanales en la fachada consiguiendo así la entrada de luz natural.

Para el sistema de arriostramiento presente en las fachadas exteriores y en la cubierta los perfiles utilizados redondos macizos (Figura 18d) actuando como tirantes. Son barras que presentan una adecuada respuesta mecánica frente a esfuerzos de tracción conectando los distintos elementos entre sí para dotar de intraslacionalidad al conjunto de pórticos. Los tirantes se encuentran duplicados para soportar esfuerzos de presión y succión uniéndose en el punto de corte entre ambos para reducir la flecha que experimente el perfil.

Los pilares de entreplanta y las vigas que soportan el atillo se modelizan mediante perfiles rectangulares huecos (Figura 18c) a fin de optimizar el aprovechamiento en el eje de mayor inercia. Estas barras trabajan fundamentalmente a compresión y flexión debido a la sobrecarga de uso y al peso propio del forjado unidireccional que sostienen.

Finalmente, las barras que actúan como correas se resuelven mediante perfiles laminados en caliente de la serie IPE (Figura 18a). Se emplea este tipo de perfil por las grandes crujías de 10 metros entre pórticos siendo desaconsejable el uso de perfiles del tipo CF o ZF. Además, al tratarse de barras

con mucha distancia entre apoyos se dispone de una configuración específica de rótulas, dispuestas sobre los puntos de momento nulo, que igualan los momentos negativos a los positivos, permitiendo reducir el tamaño del canto del perfil. Esta configuración de barras se conoce como correas Gerber y dependiendo del número de vanos y de la longitud de estos establece unas distancias a las cuales se deben colocar articulaciones para unir distintos tramos de barra. Para el presente proyecto se ha empleado una de las dos configuraciones válidas para un número de vanos impar y superior a cinco.

4.3. Atillo

Para soportar los esfuerzos generados en la entreplanta se emplean placas alveolares de hormigón actuando como forjado unidireccional (Figura 19). Mediante esta solución se consigue aligerar la estructura gracias al interior hueco que generan los alveolos longitudinales a la vez que se reducen los costes respecto a los forjados in situ y por la facilidad de transporte y colocación en obra.

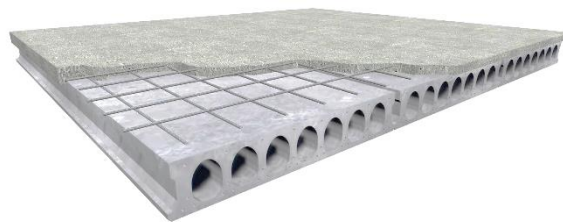


Figura 19.- Forjado alveolar unidireccional

Sobre la losa se sitúa un solado con malla electrosoldada idéntico al que se coloca en la planta baja. Por encima se coloca pavimento vinílico preparado para la práctica de ejercicio en el gimnasio. Finalmente, la separación de estancias en esta planta es igual a la empleada en la planta baja, mediante tabiques de ladrillo perforado enlucido y alicatado por ambos lados.

4.4. Placas de anclaje

Las placas de anclaje son el punto de unión de la parte más superficial de la estructura portante con los elementos de cimentación. Tienen funciones mecánicas y constructivas mediante las cuales se transmiten los esfuerzos a las zapatas y aseguran el posicionamiento, la nivelación y el aplomado de los pilares, respectivamente. Cada placa de anclaje se compone de tres elementos: la placa base, las cartelas de rigidez y los pernos de anclaje.

La placa de anclaje es una chapa de acero S355JR que permite distribuir los esfuerzos del arranque del pilar en la zapata, aumentando la superficie de contacto para aliviar la tensión. Las cartelas de rigidez son componentes que aportan rigidez y resistencia a flexión a la base del pilar y redistribuye los esfuerzos axiales. Por último, los pernos configuran el anclaje entre el hormigón de los elementos de la cimentación y la placa base, y están constituidos por redondos de acero corrugado B500S.

En el presente Trabajo de Fin de Grado se modelizan cinco tipos de placas de anclaje (Figura 20) con pernos dispuestos en forma de patillas de 90 grados para reducir la longitud de anclaje y que se distribuyen según la Figura 21:

- **Placa de anclaje tipo 1:** placa base de 350x450x20 mm, 2 cartelas de rigidez 100x0x5 mm en las dos direcciones y 4 pernos de 20 mm de diámetro y 50 cm de longitud.
- **Placa de anclaje tipo 2:** placa base de 500x600x20 mm, 2 cartelas de rigidez 200x80x9 mm en una de las direcciones y 8 pernos de 25 mm de diámetro y 55 cm de longitud.
- **Placa de anclaje tipo 3:** placa base de 400x400x15 mm, una cartela de rigidez 100x25x6 mm en las dos direcciones y 4 pernos de 16 mm de diámetro y 30 cm de longitud.
- **Placa de anclaje tipo 4:** placa base de 450x550x20 mm, 2 cartelas de rigidez 150x55x7 mm en una de las dos direcciones y 4 pernos de 25 mm de diámetro y 60 cm de longitud.
- **Placa de anclaje tipo 5:** placa base de 450x450x18 mm, una cartela de rigidez 100x0x14 mm en una de las dos direcciones y 8 pernos de 20 mm de diámetro y 60 cm de longitud.

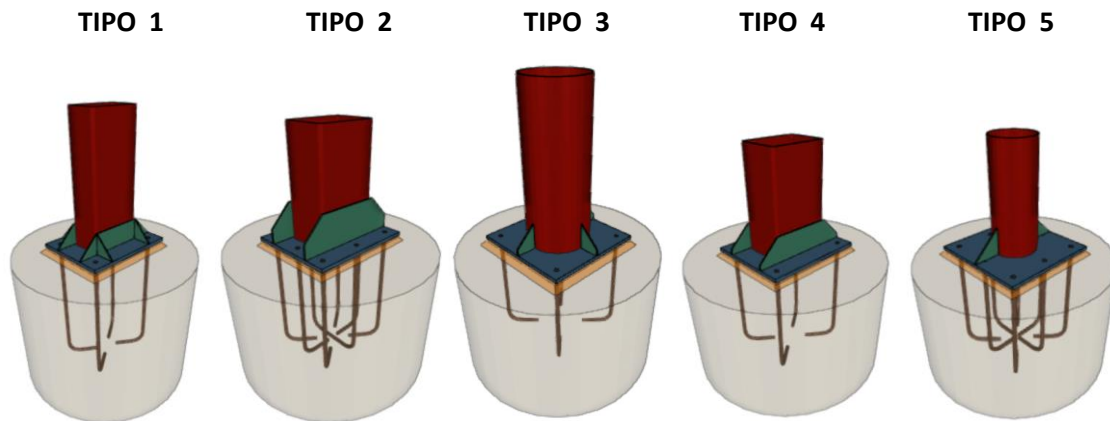


Figura 20.- Tipologías de placas de anclaje

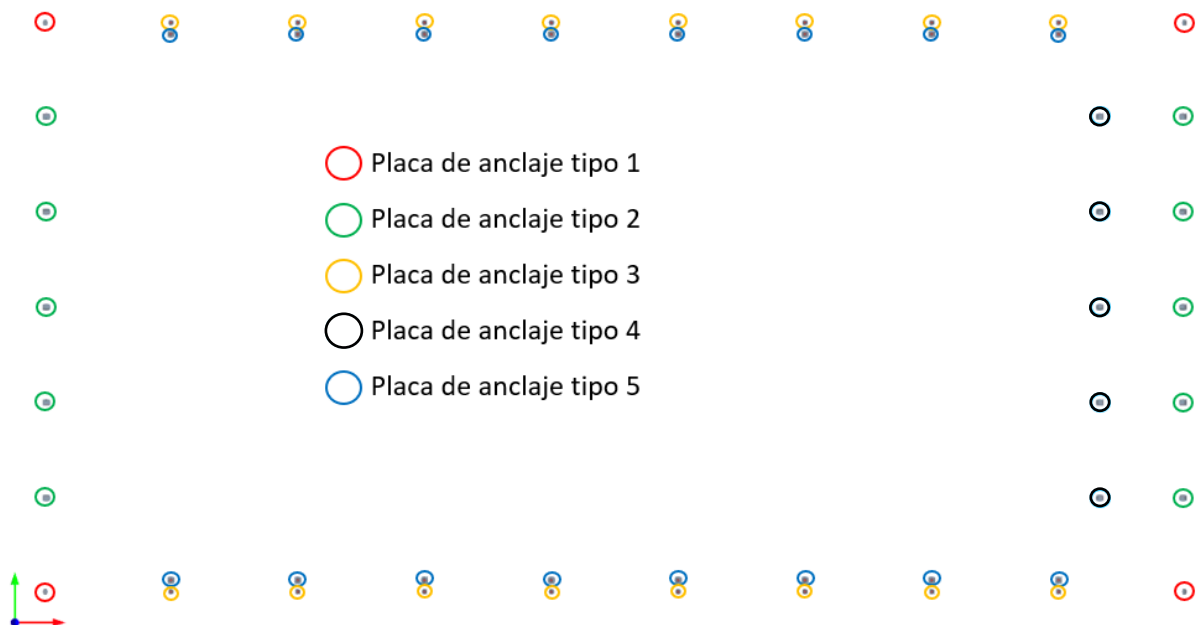


Figura 21.- Disposición de las placas de anclaje

4.5. Cimentación

La cimentación es la parte de la estructura portante del edificio encargada de recibir los esfuerzos de la parte superficial para redistribuirlos y transmitirlos al terreno. La solución aportada se conforma por medio de zapatas aisladas unidas entre sí a través de vigas de atado.

Para asegurar un asiento regular sobre el terreno se aplica una capa de 10 cm de espesor de hormigón de limpieza HL-150/B/20 sobre el que apoyan zapatas y vigas de atado. El material estructural empleado es un HA-30/B/20/XD2 cumpliendo la normativa del Código Estructural de 2021 [6].

En función de los esfuerzos que se transmiten hasta la base de los pilares en las diferentes hipótesis se modelizan cinco tipos de zapatas (Figura 22):

- Zapatas tipo A: rectangulares excéntricas hacia fuera de 395x210x75 mm.
- Zapatas tipo B: cuadradas de 205x205x75 mm.
- Zapatas tipo C: rectangulares centrada de 300x200x75 mm.
- Zapatas tipo D: cuadradas de 205x205x75 mm.
- Zapatas tipo E: rectangulares centradas de 465x200x75 mm.

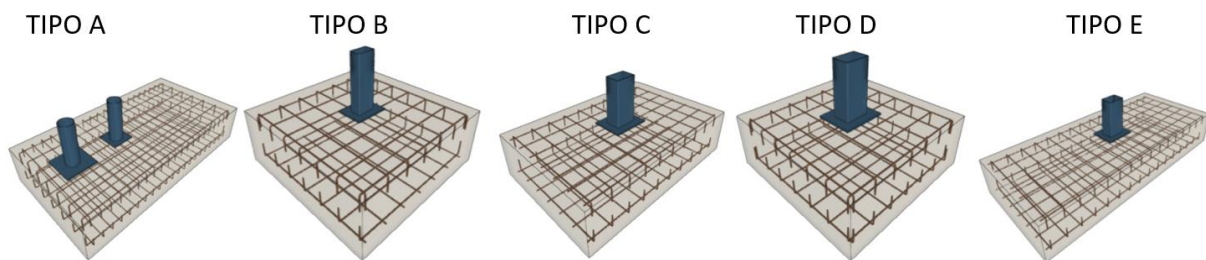


Figura 22.- Tipología de zapatas

La conexión entre zapatas se materializa por medio de vigas de atado de hormigón armado de dimensiones 40x40 cm² (Figura 23):

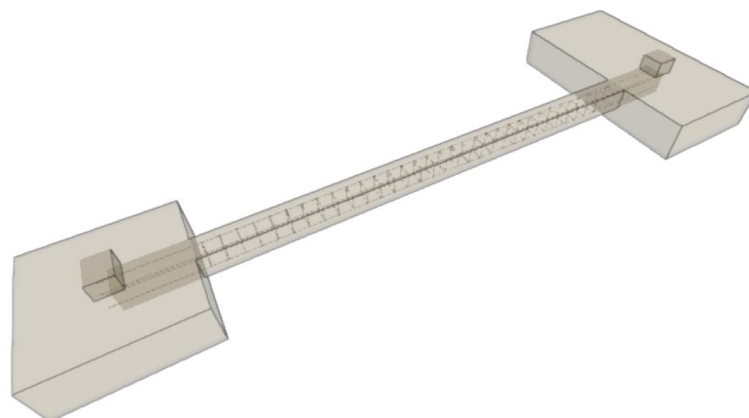


Figura 23.- Viga de atado

La distribución de cada tipología de zapatas se muestra a continuación en la Figura 24:

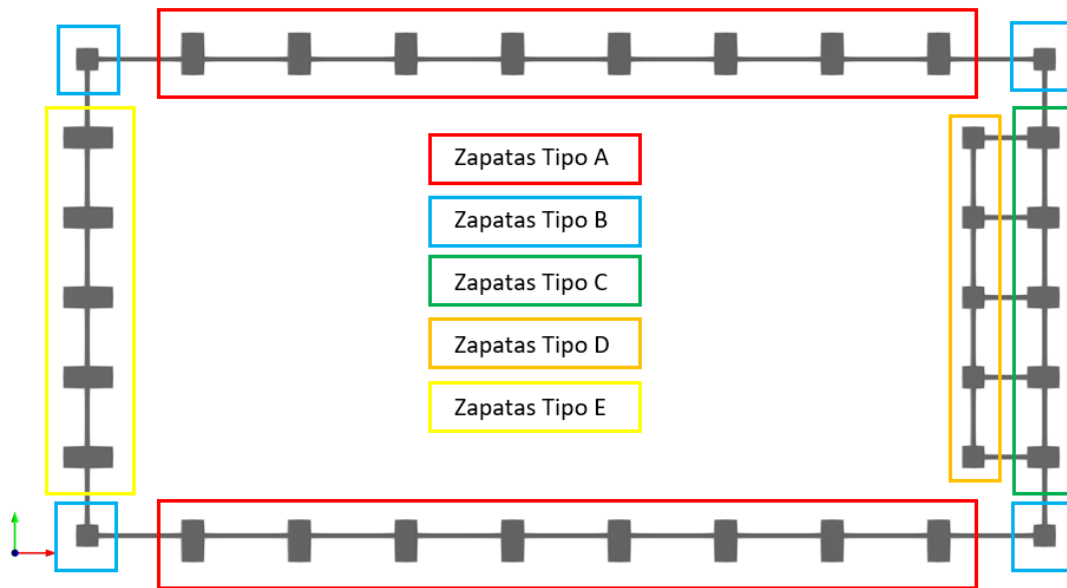


Figura 24.- Distribución de los elementos de cimentación

5. NORMATIVA DE APLICACIÓN

Para el desarrollo del presente Trabajo de Fin de Grado se ha seguido la normativa del Código Estructural (CE) [6] aprobado el 29 de junio de 2021 en el Real Decreto 470/2021 en conjunto con el Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad Estructural (CTE DB SE) [1], Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo de 2006. Con ellos se han establecido las exigencias mínimas y requisitos a cumplir por la estructura portante del edificio. Los documentos básicos consultados en concreto han sido:

- DB SE-AE para la determinación de las acciones actuantes sobre la estructura portante.
- DB SE-A para asegurar el cumplimiento de las exigencias de los elementos metálicos.
- DB SE-C para la comprobación y verificación de los elementos de la cimentación.
- DB SI para la categorización del edificio frente a un caso de incendio.
- DB SUA a fin de cumplir las exigencias básicas de seguridad de utilización y accesibilidad.

Para la descripción de las cargas de sismo y el criterio para la no consideración de estas se ha seguido la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación (NCSE-02) [7] que entró en vigor tras la publicación del Real Decreto 997/2002, del 27 de septiembre de 2002.

El emplazamiento del edificio se ha escogido tras la consulta del Plan General de Ordenación Urbana (PGOU) de la ciudad de Valencia [4] aprobado en octubre del año 1988 que regula el uso del suelo del municipio.

Finalmente, la normativa NIDE de piscinas cubiertas de 2021 [2] se ha empleado para definir las condiciones reglamentarias y de diseño que deben cumplir las construcciones deportivas de piscinas realizadas con fondos del Consejo Superior de Deportes para la celebración de competiciones federativas de ámbito nacional.

6. RESUMEN DEL PRESUPUESTO

	Importe (€)
Capítulo 1 – Acondicionamiento del terreno	36.949,74
Desbroce y limpieza del terreno.	4.940,00
Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos.	27.606,55
Transporte de tierras dentro de la obra.	4.403,19
Capítulo 2 – Cimentación	71.615,36
Hormigón de limpieza.	2.698,88
Zapatas de cimentación de hormigón armado.	36.678,03
Vigas de atado entre zapatas.	7.849,01
Muro de contención de hormigón armado para vaso de piscina.	24.389,44
Capítulo 3 – Estructura	690.811,50
Acero en barras.	369.812,77
Tirantes CSA y VCV.	187.316,06
Correas metálicas.	126.376,66
Placa de anclaje tipo 1.	264,04
Placa de anclaje tipo 2.	2.376,66
Placa de anclaje tipo 3.	1.521,28
Placa de anclaje tipo 4.	914,30
Placa de anclaje tipo 5.	2.248,80
Capítulo 4 – Forjado y solado	184.521,16
Solera de hormigón armado.	108.252,50
Losas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado.	29.802,08
Pavimento vinílico deportivo indoor.	6.690,55
Solado de mosaico de gres.	39.776,03
Capítulo 5 – Fachadas y particiones	421.090,02
Fábrica de bloque cerámico aligerado.	46.544,99
Revestimiento exterior de fachada.	336.443,33
Partición acristalada fija, sin perfiles verticales.	38.101,70
Capítulo 6 – Elementos constructivos de cubierta	327.074,82
Cobertura de paneles sándwich aislantes, de acero.	98.011,14
Lucernario de placas translúcidas.	229.063,68
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (P.E.M)	1.732.062,60
13% de gastos generales	225.168,14
6% de beneficio industrial	103.923,76
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA (P.E.C)	2.061.154,50
21% de I.V.A.	432.842,45
TOTAL PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	2.493.996,95

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de **DOS MILLONES CUATROCIENTOS NOVENTA Y TRES MIL NOVECIENTOS NOVENTA Y SEIS EUROS CON NOVENTA Y CINCO CÉNTIMOS.**

7. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Código Técnico de la Edificación (CTE) Real Decreto 314/2006 del 17 de marzo.
 - Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad Estructural (CTE DB SE) Real Decreto 314/2006 del 17 de marzo.
 - Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación (CTE DB SE-AE) Real Decreto 314/2006 del 17 de marzo.
 - Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad Estructural, Acero (CTE DB SE-A) Real Decreto 314/2006 del 17 de marzo.
 - Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio (CTE DB SI) Real Decreto 314/2006 del 17 de marzo.
 - Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad Estructural, Cimientos (CTE DB SE-C) Real Decreto 314/2006 del 17 de marzo.
 - Código Técnico de la Edificación Documento Básico de Seguridad de Utilización y Accesibilidad (CTE DB SUA) Real Decreto 314/2006 del 17 de marzo.
- [2] Normativa sobre Instalaciones Deportivas y para el Esparcimiento (NIDE) Norma de proyecto para Piscinas Cubiertas (PC) del 2021.
- [3] Sede electrónica del catastro, www.sedecatastro.gob.es.
- [4] Plan General de Ordenación Urbana de Valencia (PGOU) Resolución del Conseller de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes el 28 de diciembre de 1.988 (BOE y BOP 14-1-89; DOGV 16-1-89).
- [5] Iglesias, G., Alonso, A., Chica, J. (2007), Instituto de Construcción Tubular (ICT), Guía de Diseño para Estructuras en celosía resueltas con Perfiles Tubulares de Acero.
- [6] Código Estructural (CE) Real Decreto 470/2021 del 29 de junio.
- [7] Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02) Real Decreto 997/2002 del 22 de septiembre.
- [8] Memoria de cálculo CYPE 3D.
- [9] Programa de cálculo de "AIDEPLA" (Asociación de fabricantes de placas alveolares), <http://www.prgcalculo-aidepla.org/> Desarrollado por H. Saura y V. Alberó.
- [10] Calavera Ruiz, J. (1988) Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación.
- [11] Rodríguez-Avial, F. (2017) Construcciones metálicas 6ª edición
- [12] Steel Buildings in Europe. Edificios de acero de una sola planta - Parte 5: Diseño detallado de celosías.
- [13] Villora, Arianna Guardiola (s.f.). Diseño y predimensionado de una celosía de cordones paralelos. UPV (2013).
- [14] Catálogo Grupo Condesa. Tubo Estructural.
- [15] Guía técnica de galvanizado en caliente (Galesa)
- [16] Norma UNE-EN 10210 (2007) Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino.
- [17] Norma UNE-EN/ISO 1461 (2010) Recubrimientos de galvanización en caliente sobre piezas de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo.



II. ANEXO DE CÁLCULO



1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1.1. Método de cálculo

El manual del software de CYPE 3D, en su apartado de la memoria de cálculo [8], determina el proceso mediante el cual el programa permite comprobar las barras de la estructura portante.

La herramienta de la empresa CYPE permite el cálculo de estructuras en tres dimensiones configuradas a partir de barras lineales y nudos que las conectan. Adicionalmente es capaz de dimensionar la cimentación a base de zapatas, vigas de atado, centradoras y encepados.

El programa considera un comportamiento elástico y lineal de todos los materiales con los que es capaz de trabajar (acero, aluminio, madera y hormigón) ante los esfuerzos provocados por las acciones que se les aplica en cualquier dirección. Los esfuerzos se pueden introducir de manera gráfica, al igual que se obtiene la consulta de resultados, tanto sobre barras como sobre nudos.

Tras la introducción de las cargas se puede determinar cualquier tipo de combinación posible entre las distintas hipótesis simples ya sea introduciendo coeficientes de ponderación manual o automáticamente siguiendo la norma especificada por el usuario. En el manual se explica textualmente:

“Los estados límite y combinaciones para cada material y estado son los siguientes:

- *E.L.U. rotura. Hormigón en cimentaciones*
- *E.L.U. rotura. Acero (laminado y armado)*
- *E.L.U. rotura. Acero (conformado)*
- *Tensiones sobre el Terreno (acciones características)*
- *Desplazamientos (acciones características)”*

“A partir de la geometría y cargas que se introduzcan, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura, así como las matrices de cargas por hipótesis simples. Se obtendrá la matriz de desplazamientos de los nudos de la estructura, invirtiendo la matriz de rigidez por métodos frontales. Después de hallar los desplazamientos por hipótesis, se calculan todas las combinaciones para todos los estados, y los esfuerzos en cualquier sección a partir de los esfuerzos en los extremos de las barras y las cargas aplicadas en las mismas.”

1.2. Software empleado

En la realización del presente proyecto se ha hecho uso principalmente del grupo de programas de CYPE INGENIEROS en una versión Campus 2022 para el análisis estructural y deformacional del edificio y su cimentación, así como para la determinación del presupuesto.

En primer lugar, dada la forma no canónica de los pórticos se empleó el programa AutoCAD 2022 mediante una versión de estudiante. Con este, se realizó la definición de la sección transversal del edificio para su posterior importación a la herramienta de comprobación y dimensionado. Asimismo, dicho programa sirvió para la realización de los planos necesarios para la ejecución de la estructura.

Tras la definición de la forma de los pórticos se utilizó la herramienta CYPE3D dentro del programa CYPE para la comprobación de los elementos de la estructura frente a los esfuerzos, de modo que estos cumplieran la normativa vigente.

Para la introducción de cargas en el modelo debidas al forjado alveolar y la comprobación del mismo, se empleó la aplicación de AIDEPLA (Asociación de fabricantes de placas alveolares) [9].

Finalmente, con la herramienta de ARQUÍMEDES se confeccionó el presupuesto del proyecto.

2. MATERIALES

2.1. Acero

Para los perfiles tubulares, tirantes y placas de anclaje se ha utilizado un acero S355JR (Tabla 4) con un acabado en caliente (UNE-EN 10210 [16]) debido a su uso extendido entre las construcciones tubulares con barras de gran longitud. Este tipo de material no aleado es empleado en industrias tales como construcción, metalurgia, maquinaria pesada o ingeniería energética entre otras. Presenta una propiedades mecánicas adecuadas para su funcionalidad, así como una mejor soldabilidad.

En cuanto a las correas se emplea un acero S275JR (Tabla 4) por tratarse de un material más común para los perfiles laminados en caliente.

Tabla 4.- Propiedades de los aceros S275JR y S355JR (Fuente: CTE DB SE-A [1])

Propiedades comunes de los aceros	
Módulo de elasticidad (E)	210 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0'3
Módulo de cortadura (G)	81 GPa
Coefficiente de dilatación térmica (α_t)	0'000012 m/m·°C
Peso específico (γ)	77'01 kN/m ³
Límite elástico (f_y) de cada tipo de acero	
Acero S275JR	275 MPa
Acero S355JR	355 MPa

Todos los perfiles son galvanizados según la UNE-EN/ISO 1461 [17] por tramos en una balsa de zinc fundido a fin de proteger la estructura ante la corrosión (ver Guía técnica de Galesa [15]). Los vapores de las soluciones de cloruro de la piscina provocan una gran corrosión del tipo transgranular pudiendo acompañarse de ataques de picado en los elementos metálicos. Mediante esta alternativa se consigue reducir el desgaste de la estructura prolongando los periodos entre labores de mantenimiento de la estructura.

Finalmente, para los pernos, armados de cimentación y armados de negativos de las placas de forjado el tipo de acero es corrugado del tipo B500S con unas propiedades resumidas en la Tabla 5.

Tabla 5.- Propiedades del acero B500S

Propiedades del acero corrugado B500S	
Módulo de elasticidad (E)	206 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0'3
Módulo de cortadura (G)	81 GPa
Peso específico (γ)	77'01 kN/m ³
Límite elástico (f _y)	500 MPa
Tensión de rotura (f _s)	575 MPa
Alargamiento (A%)	16%

2.2. Hormigón

Para la puesta en obra de la cimentación del edificio son necesarios dos tipos de hormigón. En primer lugar, es necesario un vertido de hormigón de limpieza no estructural sobre la excavación. Su finalidad es la de asegurar una base lo más plana y uniforme posible sobre la que apoyará la zapata. Las propiedades del HL-150/B/20 se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6.- Propiedades del HL-150/B/20

Propiedades HL-150/B/20	
Contenido mínimo de hormigón	150 kg/m ³
Consistencia	Blanda
Tamaño de árido	20 mm

El hormigón que configurará las zapatas y las vigas de atado será un hormigón armado que debe cumplir una condiciones mínimas determinadas por el artículo 33.6 del Código Estructural [6] en función del tipo de exposición, siendo esta húmeda y raramente seca y próxima a zonas de aguas con cloruros no marinos (XD2). De la Tabla 7 se puede obtener una resistencia a compresión mínima de 30 kN/m². Por tanto, se emplea un HA30/B/20/XD2 cuyas propiedades se presentan en la Tabla 8.

Tabla 7.- Resistencia mínima en función del tipo de exposición (Fuente: Código Estructural [6])

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Resistencia característica (N/mm ²).	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	30	35	35	30	30

Tabla 8.- Propiedades del HA30/B/20/XD2

Propiedades HA30/B/20/XD2	
Resistencia a compresión (f _{ck})	30 N/mm ²
Contenido mínimo de hormigón	150 kg/m ³
Consistencia	Blanda
Tamaño máximo de árido	20 mm

Finalmente, el hormigón que configura la losa alveolar situada en la entreplanta se trata de un HP-40/S/12 cuyas características se presentan en la Tabla 9:

Tabla 9.- Propiedades del HP40/S/12

Propiedades HP-40/S/12	
Resistencia a compresión (f_{ck})	40 N/mm ²
Consistencia	Seca
Tamaño máximo de árido	12 mm

3. ACCIONES

En este apartado se describirán las acciones que actúan sobre los elementos constructivos de la estructura portante de la piscina, así como las que se aplican sobre los forjados, siguiendo la normativa vigente.

El Documento Básico de Seguridad Estructura-Acciones sobre la Edificación del CTE [1] distingue entre tres tipos de acciones que se deben tener en cuenta en todas las estructuras para la verificación de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio: permanentes, variables y accidentales. No obstante, como se puntualiza en la normativa citada están fuera del alcance *“las acciones y las fuerzas que actúan sobre elementos tales como aparatos elevadores o puentes grúa, o construcciones como los silos o los tanques”*. Cabe destacar que en el presente Trabajo de Fin de Grado no se consideran las acciones accidentales por quedar fuera del alcance del mismo.

3.1. Acciones permanentes

En el CTE DB SE [1] se definen las acciones permanentes como *“aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante. Su magnitud puede ser constante (como el peso propio de los elementos constructivos o las acciones y empujes del terreno) o no (como las acciones reológicas o el pretensado), pero con variación despreciable o tendiendo monótonamente hasta un valor límite”*. En el caso del presente edificio exclusivamente se considera como este tipo de acción el peso propio de los elementos que conforman la estructura, así como el de los elementos constructivos.

En el apartado 2.1 del CTE DB SE-AE [1] se resume aquello que se ha de tener en cuenta a la hora de calcular el peso propio. *“El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.”*

En el caso de la piscina cubierta municipal los cerramientos de cubierta empleados son paneles prefabricados de tipo sándwich considerándose una carga superficial de 0'15 kN/m² sobre la cubierta. En las fachadas frontales y laterales se dispone de un cerramiento de ladrillo perforado que apoya sobre el terreno.

Dichos paneles se fijan a las correas por medio de tornillos roscachapas. Se emplean perfiles para las correas laminados de la serie IPE con un peso por metro lineal de 0'224 kN/m que se traduce en una carga uniformemente aplicada sobre la cubierta de 0'1 kN/m² en dirección vertical y sentido descendente. En cuanto a los cerramientos laterales se introduce una carga superficial de 0'34 kN/m² quedándose del lado de la seguridad ya que en la puesta en obra podría cambiar el tipo de cerramiento siendo necesarias correas en los cordones exteriores del pilar.

En uno de los laterales del recinto se dispone de una entreplanta con un forjado unidireccional con un peso propio de 0'15 kN/m². Por otro lado, el forjado situado bajo la zona de gimnasio y sala de medios presenta un canto de 25+5 cm y tiene un peso propio de aproximadamente 3'50 kN/m².

En cuanto al peso de los perfiles metálicos que integran la estructura del edificio, ya es tenido en cuenta por el programa de cálculo. Este es obtenido a partir del área de la sección transversal de cada perfil, de su longitud y del peso específico del acero empleado.

3.2. Acciones variables

El CTE DB SE [1] define a este tipo de acciones como “aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas”. Del CTE DB SE-AE [1] se extrae que las acciones a considerar de este tipo son: la sobrecarga de uso, el viento, la nieve y las acciones térmicas.

3.2.1. Sobrecarga de uso

Este tipo de acciones se modelizan por lo general por medio de una carga uniformemente aplicada en cada una de las dependencias del edificio, dependiendo del uso al que estén destinadas cada una. Los valores característicos se extraen de la Tabla 3.1 del CTE DB SE-AE [1] (Tabla 10).

En la cubierta del edificio se ha supuesto una categoría de uso de tipo G1 por tratarse de una cubierta ligera debido a que el cerramiento no supera el peso de 1 kN/m² y únicamente será accesible para su mantenimiento o conservación. Es por ello que la carga debido a este tipo de acciones se distribuirá por la totalidad de la superficie de la cubierta curva tomando un valor de 0'4 kN/m².

El forjado situado sobre los vestuarios de la zona de competición posee una sobrecarga diferente por soportar unas dependencias con uso habitable. Se pueden distinguir tres áreas: un gimnasio, una almacén de material y una sala de medios de comunicación. Para el gimnasio y el almacén se ha considerado una categoría de uso de tipo C4, quedando del lado de la seguridad. Mientras tanto, en la habitación destinada a los medios de comunicación se estima una carga de 2'0 kN/m² por tratarse de una zona administrativa y por lo tanto de categoría B. No obstante, la categoría C4 llega a ocupar más de tres cuartas partes de la superficie del altillo por lo que se simula el edificio con una sobrecarga de uso de 5'0 kN/m² en la totalidad del mismo.

Tabla 10.- Valores característicos de las sobrecargas de uso (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ (6)	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

3.2.2. Viento

Los movimientos de masas de aire generados en la atmósfera producen sobre los cerramientos del edificio esfuerzos de presión o succión que se transmiten a los elementos constructivos. En el epígrafe 3.3 del CTE DB SE-AE [1] se describen como fuerzas que “*dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento*”. Además, es “*en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e , que puede expresarse como*”:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (1)$$

siendo:

q_b : “*la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m². Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra*”.

Para la realización del presente proyecto se ajustará el valor numérico haciendo uso de las diferentes zonas eólicas.

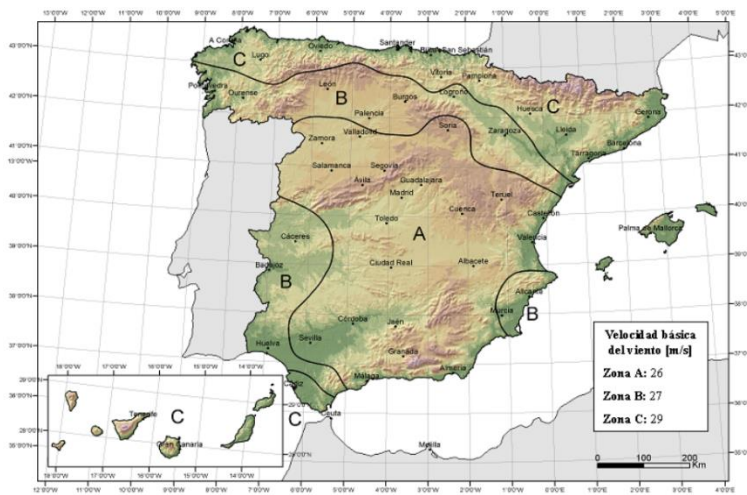


Figura 25.- Zonas eólicas del territorio nacional (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

Como se observa en la Figura 25 la ciudad de Valencia se encuentra en la zona A donde la velocidad básica del viento es de 26 m/s y por ende la presión que genera es de 0'42 kN/m².

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.”.

Este coeficiente se obtiene a partir del anejo D.2 teniendo en cuenta el grado de aspereza del entorno del emplazamiento del edificio. Para la ubicación seleccionada para la piscina el grado de aspereza se corresponde con una zona urbana (IV).

Tabla 11- Coeficiente para tipo de entorno (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

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

$$c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) \tag{2}$$

$$F = k \cdot \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right) \tag{3}$$

siendo z la altura máxima del edificio sobre el terreno siempre que no exceda los 200 metros. En el caso del edificio toma un valor de 14 metros.

Sustituyendo los parámetros de la Tabla 11 en las ecuaciones previas se obtiene un valor de coeficiente de exposición de $c_e = 2'0168$.

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”.

a) Paramentos verticales

Los valores numéricos de los coeficientes aplicados sobre los parámetros verticales, así como las zonas en las que se dividen las fachadas se extraen de la Tabla 12 en función de la esbeltez del edificio en cada dirección.

Tabla 12.- Parámetros verticales (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Considerando las direcciones ortogonales las representadas en la Figura 26 se obtienen los coeficientes de presión representados en las tablas que se muestran a continuación.

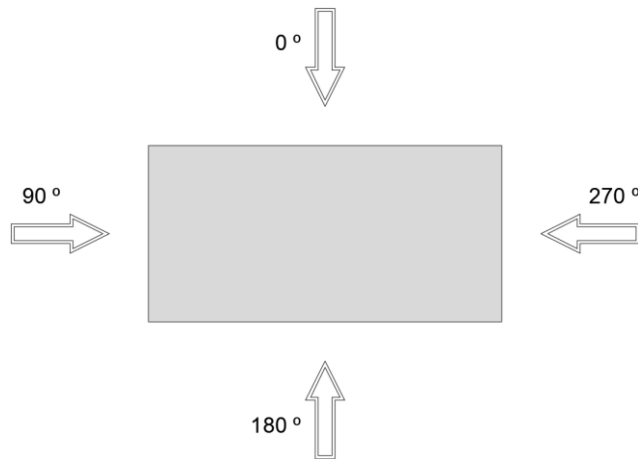


Figura 26.- Direcciones relativas del viento respecto a la estructura

a) Direcciones 0° y 180°:

$$Esbeltez (h/d) = 14/45 = 0'31$$

Tabla 13.- Coeficientes eólicos en los parámetros verticales para las direcciones 0° y 180°

Coeficientes eólicos en los parámetros verticales para las direcciones 0° y 180°					
Zona	A	B	C	D	E
Cp	-1'2	-0'8	-0'5	0'708	-0'316

b) Direcciones 90° y 270°:

$$Esbeltez (h/d) = 14/90 = 0'156$$

Tabla 14.- Coeficientes eólicos en parámetros verticales para las direcciones 90° y 270°

Coeficientes eólicos en los parámetros verticales para las direcciones 90° y 270°					
Zona	A	B	C	D	E
Cp	-1'2	-0'8	-0'5	0'7	-0'3

b) Cubierta

En el caso de los coeficientes de presión sobre la cubierta la situación varía debiéndose consultar las formas canónicas expuestas en el anejo D del DB SE-AE [1].

1. Direcciones 0° y 180°:

La situación que se genera en estas condiciones se encuentra contemplada en el epígrafe D.12, en el que se considera una cubierta cilíndrica, tal y como se muestra en la Figura 27.

$$g = 10 \text{ m.} ; f = 4 \text{ m.} ; d = 45 \text{ m.} ; f/d = 0.0889 ; g/d = 0.2222$$

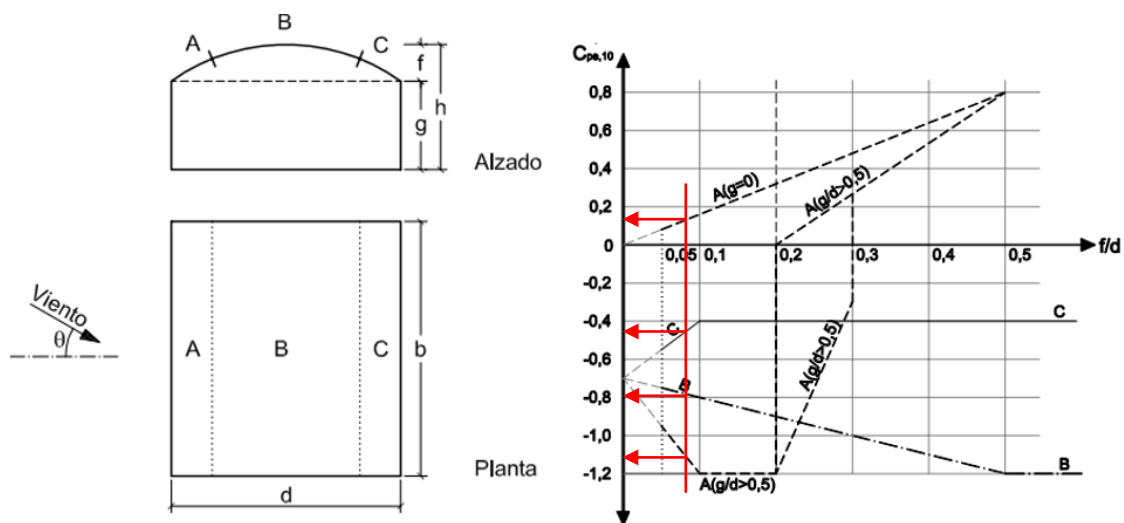


Figura 27.- Coeficientes de presión sobre cubierta 0° y 180° (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

Tabla 15.- Coeficientes eólicos sobre cubierta para las direcciones 0º y 180º

Coeficientes eólicos sobre cubierta para las direcciones 0º y 180º			
Zona	A	B	C
Cp	-0'426	-0'8	-0'42

2. Direcciones 90º y 270º:

En este caso el CTE [1] no contempla la situación del viento incidiendo frontalmente sobre una fachada con una cubierta cilíndrica en ninguno de sus casos canónicos. Es por ello que se ha aproximado la estructura a una nave con cubierta a dos aguas manteniendo la altura en cabeza de pilar y la altura de la cumbrera (10 y 14 metros respectivamente). Asimismo, en la implantación en el software de cálculo el establecimiento de estas cargas superficiales resulta muy complicado por la forma curva de las celosías. Para ello, el CTE DB SE-AE [1] permite en el epígrafe 3.3.5 el empleo de un coeficiente global ponderado en el plano de la cubierta. "A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento".

Tabla 16.- Cubierta a dos aguas (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Pendiente de cubierta (α) = 10'155º

Áreas ≥ 10 m²

Esbeltez: $h/d = 14/90 \leq 0'25$

Tabla 17.- Coeficientes eólicos sobre cubierta para las direcciones 90º y 270º

Coeficientes eólicos sobre cubierta para las direcciones 90º y 270º				
Zona	F	G	H	I
Cp	-1'45	-1'3	-0'65	-0'55

A continuación, se muestran los valores de las áreas de cada una de las zonas teniendo en cuenta que el perímetro de la curvatura de la cubierta es de 46 metros. Posteriormente, se procede a realizar una media ponderada para obtener el coeficiente eólico que se tendrá en cuenta para el cálculo de la acción del viento en esta situación en concreto.

$$d = 90 \text{ m} ; e = 14 \text{ m}$$

$$\text{Área } F = \text{Área } G = 46/2 \cdot 2'8 = 64'4 \text{ m}^2$$

$$\text{Área } H = 46 \cdot 14 = 644 \text{ m}^2$$

$$\text{Área } I = 46 \cdot 73'2 = 3367'2 \text{ m}^2$$

$$C_{p_pond} = \frac{2 \cdot 64'4 \cdot (-1'45 - 1'3) + 644 \cdot (-0'65) + 3367'2 \cdot (-0'55)}{2 \cdot 64'4 + 644 + 3367'2} = -0'5918$$

Finalmente, las hipótesis de viento consideradas para el cálculo de la estructura del edificio han sido:

- 1.- **V (0º) H1:** Viento a 0º, presión exterior, sin acción en el interior.
- 2.- **V (90º) H1:** Viento a 90º, presión exterior, sin acción en el interior.
- 3.- **V (180º) H1:** Viento a 180º, presión exterior, sin acción en el interior.
- 4.- **V (270º) H1:** Viento a 270º, presión exterior, sin acción en el interior.

Como se observa, en ninguna hipótesis se considera la acción del viento interior porque el recinto no está pensado para tener un gran número de huecos abiertos en fachada. Esto se debe a que el edificio alberga una piscina climatizada por lo que las ventanas permanecerán siempre cerradas evitando pérdidas. En un caso excepcional podría darse la circunstancia en la que tome relevancia este tipo de acción, por lo que se considera un tipo de acción accidental.

3.2.3. Nieve

En el epígrafe 3.5 del CTE DB SE-AE [1] se explica que la carga de nieve sobre un edificio “o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores”.

Para la determinación de dicha carga se emplea la expresión:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (4)$$

siendo:

μ : “coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3”.

Al tratarse de una cubierta curva, la pendiente es variable en cada punto, variando desde los 19º en el arranque de los pilares a los 0º en la cumbre. Tomando un valor medio se puede aproximar la cubierta curva a dos faldones a dos aguas con una inclinación de 9'5º. A partir de este dato, en el apartado 2 del artículo 3.5.3 se determina que el coeficiente de forma toma el valor de la unidad ($\mu=1$).

s_k : “el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2”.

Dado que el emplazamiento de la piscina se encuentra en la localidad de Valencia se puede obtener la sobrecarga de nieve apoyándonos de la Tabla 18.

Tabla 18.- Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

Capital	Altitud (m)	s _k (kN/m ²)	Capital	Altitud (m)	s _k (kN/m ²)	Capital	Altitud (m)	s _k (kN/m ²)
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebastián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.13	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1.09	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	520	0,7
Cuenca	1.01	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Con ello, se concluye que el valor característico de la carga de nieve sobre la cubierta del edificio es 0'2 kN/m².

Además, se han considerado como hipótesis de cálculo de la nieve la posible redistribución en los faldones debido a la acción conjunta del viento y la nieve, ya que como indica el CTE [1], *“se tendrán en cuenta las posibles distribuciones asimétricas de nieve, debidas al transporte de la misma por efecto del viento, reduciendo a la mitad el coeficiente de forma en las partes en que la acción sea favorable”*. Así, las hipótesis de nieve consideradas en el software de cálculo son:

- 1.- **N(EI)**: Nieve (estado inicial).
- 2.- **N(R) 1**: Nieve (redistribución) 1.
- 3.- **N(R) 2**: Nieve (redistribución) 2.

3.3. Acciones accidentales

En el CTE Documento Básico de Seguridad Estructural [1] define este tipo de acciones como *“aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia”*. Las acciones contempladas en este apartado son el sismo, el incendio, el impacto o una explosión, aunque en ciertos casos también se puede considerar la acción del viento interior tomando unos coeficientes eólicos de presión elevados. El análisis estructural del edificio bajo este tipo de acciones queda fuera del alcance del presente Trabajo de Fin de Grado. No obstante, a continuación, se procederá a la descripción de estas acciones, de haberlas tenido en consideración.

3.3.1. Sismo

Las acciones sísmicas están reguladas en la Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NSCE-02) [7]. En dicho documento se establecen tres tipos de edificios en función del uso de la construcción y de las consecuencias que pueda originar una destrucción de esta: de importancia moderada, normal y especial. En el caso de un recinto deportivo como es la piscina proyectada se considera una construcción de importancia normal. La norma define este tipo como: *“aquellas cuya destrucción por terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.”*

Dado que la localización del edificio se encuentra en Valencia la zona sísmica a la que pertenece tiene una la aceleración básica (a_b) que se encuentra entre 0'04-g y 0'08-g tal y como se observa en la Figura 28, siendo g la aceleración de la gravedad.

Estando cada uno de los pórticos arriostrados y las zapatas correctamente unidas la NSCE-02 [7] establece que no es de aplicación este tipo de acciones sobre un edificio de importancia normal. *“Las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a 0'08g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo es igual o mayor de 0'08g.”* Por ello en el software de cálculo no se han introducido las acciones correspondiente al sismo sobre la piscina.

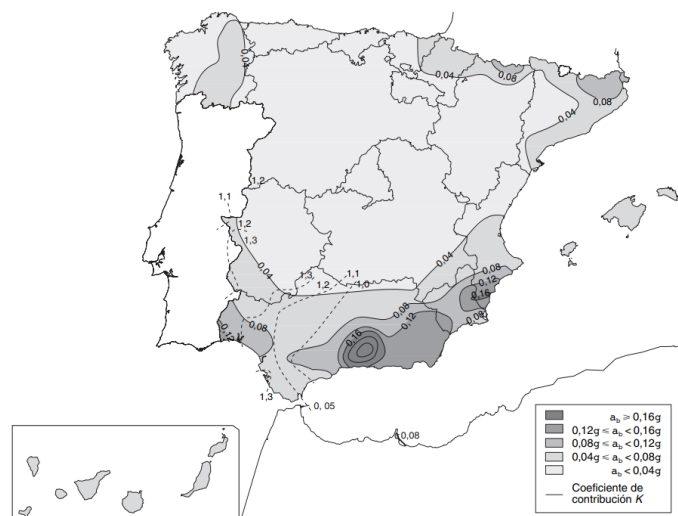


Figura 28.- Mapa sísmico de la Norma sismorresistente (Fuente: NSCE-02)

3.3.2. Incendio

En el Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio (DB SI) [1] se establecen seis exigencias básicas que se han de cumplir para asegurar la seguridad de todo edificio en caso de incendio.

La última de estas exigencias aborda la resistencia al fuego de la estructura, por lo que debería tenerse en cuenta al proyectar el edificio. *“Se admite que un elemento tiene suficiente resistencia al fuego si, durante la duración del incendio, el valor de cálculo del efecto de las acciones, en todo instante t , no supera el valor de la resistencia de dicho elemento.*

Se considera que la resistencia al fuego de un elemento estructural principal del edificio (incluidos forjados, vigas y soportes), es suficiente si:

a) alcanza la clase indicada en la tabla 3.1 o 3.2 que representa el tiempo en minutos de resistencia ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura, o

b) soporta dicha acción durante el tiempo equivalente de exposición al fuego indicado en el anejo B.”

En el caso de la piscina municipal se trata de un edificio de pública concurrencia, sin sótano y con una altura sobre rasante máxima en la cumbre que alcanza los catorce metros. En la Tabla 19 se determina que la resistencia que se debe garantizar para los elementos estructurales principales es del tipo R90. Con ello se necesita que la estructura mantenga su capacidad portante durante al menos noventa minutos con tal de asegurar la correcta evacuación de los ocupantes.

Tabla 19.- Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales (Fuente: CTE DB SI [1])

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante		
		altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

A continuación, la normativa determina el procedimiento para evaluar los efectos de las acciones durante un incendio. No obstante, este tipo de acciones, quedan fuera del alcance del presente trabajo.

3.3.3. Impacto

En el apartado 4.3 del CTE DB SE-AE [1] se contemplan las acciones a tener en cuenta en caso de impacto de un vehículo sobre la estructura portante. En el interior del edificio proyectado no es posible la circulación de ningún tipo de vehículo, pero la piscina se ubica a uno de los lados de una avenida, por lo que cabe la posibilidad de sufrir un impacto desde el exterior.

“Las acciones sobre un edificio causadas por un impacto dependen de la masa, de la geometría y de la velocidad del cuerpo impactante, así como de la capacidad de deformación y de amortiguamiento tanto del cuerpo como del elemento contra el que impacta.



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

Los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes debidas al impacto de vehículos de hasta 30 kN de peso total, son de 50 kN en la dirección paralela la vía y de 25 kN en la dirección perpendicular, no actuando simultáneamente. La fuerza equivalente de impacto se considerará actuando en un plano horizontal y se aplicará sobre una superficie rectangular de 0,25 m de altura y una anchura de 1,5 m, o la anchura del elemento si es menor, y a una altura de 0,6 m por encima del nivel de rodadura, en el caso de elementos verticales, o la altura del elemento, si es menor que 1,8 m en los horizontales.”

En el cálculo estructural no se incluye este tipo de acciones por quedar fuera del alcance del Trabajo de Fin de Grado.

3.3.4. Explosiones

No se considera

3.1. Bases de cálculo

En el CTE DB SE [1] se indica que este documento *“establece los principios y los requisitos relativos a la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio, así como la aptitud al servicio, incluyendo su durabilidad.”*

“Se denomina capacidad portante a la aptitud de un edificio para asegurar, con la fiabilidad requerida, la estabilidad del conjunto y la resistencia necesaria, durante un tiempo determinado, denominado periodo de servicio. La aptitud de asegurar el funcionamiento de la obra, el confort de los usuarios y de mantener el aspecto visual, se denomina aptitud al servicio.”

El periodo de servicio para el cual se debe proyectar el edificio se extrae de la Tabla 20. Al tratarse de una estructura habitual, el tiempo de uso que se debe tener en cuenta para la consideración de acciones químicas, físicas o biológicas es de 50 años.

Tabla 20.- Vida útil de las estructuras

Clase edificio	Vida útil proyecto (años)	Ejemplo
1	[1-5]	Estructuras temporales.
2	[25]	Partes reemplazables de la estructura (puentes grúa, apoyos, ...)
3	[50]	Edificios y otras estructuras habituales.
4	[100]	Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil.

En la verificación de la estructura, *“las situaciones de dimensionado deben englobar todas las condiciones y circunstancias previsibles durante la ejecución y la utilización de la obra, teniendo en cuenta la diferente probabilidad de cada una. Para cada situación de dimensionado, persistente, transitoria o extraordinaria, se determinarán las combinaciones de acciones que deban considerarse”*.

3.2. Estados límite

En el artículo 3.2 del CTE DB SE [1] se define estados límite como *“aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido.”* Por ello, mediante el estudio o análisis de la estructura bajo este tipo de situaciones es posible conocer si se cumplen los requisitos básicos impuestos por la normativa.

Dependiendo del estado final de la construcción tras superar los máximos valores admisibles de los estados límite se pueden clasificar en dos: estados límites últimos y estados límites de servicio.

3.2.1. Estados límite últimos

Este tipo de situaciones, al ser superadas, suponen un grave riesgo para las personas ya que implican el colapso de la estructura, ya sea en su totalidad o en una parte de ella. Además, no se permitiría mantener el uso del edificio para el que había sido concebido. Según el CTE [1]:

“Como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

a) pérdida del equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerado como un cuerpo rígido;

b) fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales (incluidos los apoyos y la cimentación) o de sus

uniones, o inestabilidad de elementos estructurales incluyendo los originados por efectos dependientes del tiempo (corrosión, fatiga).”

3.2.2. Estados límite de servicio

Este tipo de estados límite establece unos criterios máximos que no se deben alcanzar para mantener el confort y el bienestar de las personas que hacen uso de la edificación. No afectan al correcto funcionamiento de la estructura, pero son capaces de generar un posible alarmismo por la apariencia que alcanzan ciertos elementos constructivos. Según el CTE [1]:

“Como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

a) las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones;

b) las vibraciones que causen una falta de confort de las personas, o que afecten a la funcionalidad de la obra;

c) los daños o el deterioro que pueden afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.”

3.2.3. Verificación de los estados límite basadas en coeficientes parciales

El análisis estructural que permite la verificación de las exigencias básicas marcadas por la normativa mediante coeficientes parciales establece el efecto de las acciones sobre el edificio a partir de su valor característico y de un coeficiente que lo multiplica o divide para obtener el valor de cálculo. Este tipo de coeficientes (Tabla 21) dependen del tipo de acción al que acompañe, así como del efecto favorable o no que pueda tener sobre la estructura.

Tabla 21.- Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones (Fuente: CTE DB-SE [1])

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

3.3. Combinaciones de acciones

Con la finalidad de realizar la comprobación de la estructura portante de un edificio, el efecto de las acciones aisladas se obtiene de la multiplicación de un coeficiente parcial de seguridad (Tabla 21) por el valor característico a fin de obtener un valor de cálculo. Asimismo, se emplean unos coeficientes (Tabla 22) que consideran la simultaneidad de las acciones.

Tabla 22.- Coeficientes de simultaneidad acciones variables (Fuente: CTE DB SE-AE [1])

	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.

Para cada tipo de estado límite existe una combinación distinta de acciones, por lo que se distingue entre:

3.3.1. Estado límite último – Capacidad portante

En el artículo 4.2.2 del CTE DB SE [1] se establece cómo tener en cuenta el efecto conjunto de las acciones ante una situación persistente o transitoria. El valor de cálculo aplicado sobre la estructura se obtiene de realizar una combinación en función de la naturaleza de las distintas acciones según la ecuación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

Según el CTE [1], se “considera la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$);
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).”

3.3.2. Estado límite de servicio – Aptitud de servicio

En este caso existen tres combinaciones de acciones posibles en función de las acciones que se deseen considerar ya que, para las distintas comprobaciones, la estructura no está sometida al mismo tipo de acciones:

I. Acciones de corta duración con un efecto irreversible sobre la estructura: los efectos se determinan por medio de una combinación denominada característica, debido a que el valor de cálculo y el valor característicos de cada una de las acciones es coincidente, ya que los coeficientes parciales de seguridad tienen un valor de la unidad.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6)$$

Según el CTE [1] se considerará “la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).”

II. Acciones de corta duración con un efecto reversible sobre la estructura: la combinación adoptada se denomina frecuente, debido a que la acción variable más contribuyente adopta un valor que es superado en un cincuenta por ciento de las ocasiones mientras que el resto de las acciones variables toman un valor casi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7)$$

“Considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).”

III. Acciones de larga duración: la combinación toma el nombre de casi permanente y el efecto global se obtiene de aplicar la ecuación:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8)$$

“Considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).”

4. PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

4.1. Celosía de cubierta

En el predimensionado de los diferentes componentes de la celosía curva de la cubierta se ha empleado la “Guía de diseño para estructuras en celosía del Instituto de la Construcción Tubular” (ICT) [5].

Las condiciones que se han verificado incluyen tanto el pandeo de los elementos a compresión y la resistencia de las secciones como la flecha relativa máxima. Por ello, se han considerado combinaciones de cargas tanto de ELU como de ELS. Las acciones actuantes son una estimación del peso propio de la estructura y de la carga superficial debida al cerramiento de cubierta como acciones permanentes, y la nieve y la sobrecarga de uso (categoría G1) como acciones variables. Para este primer cálculo no se considera la acción del viento.

$$\text{Acciones permanentes (G)} = G_{PP} + G_{\text{cerramiento}} = \frac{luz \text{ kN}}{100 \text{ m}^2} + 0'15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0'6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de uso (G1)} = 0'4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Nieve (N)} = 0'2 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 23.- Combinaciones acciones predimensionado cercha

COMBINACIONES E.L.U.		COMBINACIONES E.L.S.	
$1'35 \cdot G_k + 1'5 \cdot Q_k$	$1'41 \text{ kN/m}^2$	$G_k + \psi_{2,Q} \cdot Q_k + \psi_{2,N} \cdot N$	$0'6 \text{ kN/m}^2$
$1'35 \cdot G_k + 1'5 \cdot N$	$1'11 \text{ kN/m}^2$		

4.1.1. Canto de la celosía

Según el ICT [5], una celosía de tipo Warren como la que se ha escogido necesita de un canto mínimo para que trabaje correctamente dentro del rango $[L/10 ; L/15]$. A fin de obtener una dimensión lo más reducida posible dentro del intervalo válido se tomará el valor inferior:

$$\text{Canto de la celosía (h)} = luz / 15 = 45'00 \text{ m} / 15 = 3'00 \text{ m}$$

4.1.2. Cordones de la cercha

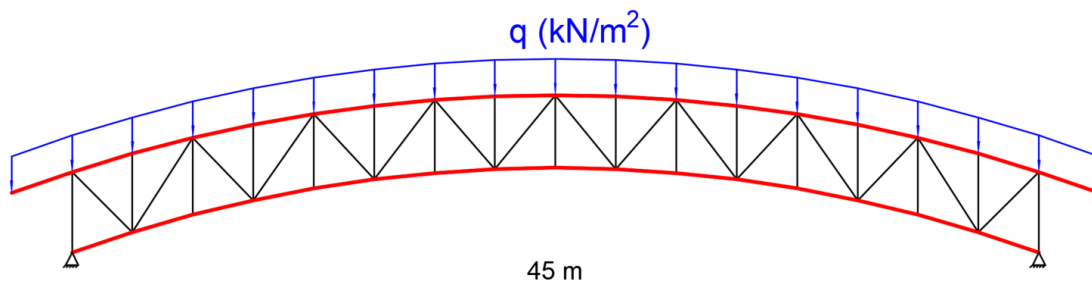


Figura 29.- Celosía curva de la cubierta

Como se puede apreciar en la Figura 29 la cercha se modeliza como un conjunto de barras rectas de inclinación variable a fin de conseguir una viga poligonal lo más parecida posible a una curva. Se considera como una viga biapoyada en sus extremos sobre la que se ha aplicado una carga lineal vertical y hacia el suelo. Bajo estas condiciones se puede conocer el valor de los mayores esfuerzos, así como el punto en el que se aplican.

Tanto el mayor momento flector como el mayor axil se sitúan en el centro del vano. Sus valores se calculan considerando una combinación de acciones propia de un ELU.:

$$M_{m\acute{a}x} \left(x = \frac{luz}{2} \right) = \frac{q_{ELU} \cdot s \cdot arco \cdot luz}{8} = \frac{1'41 \frac{kN}{m^2} \cdot 10 m \cdot 46 \cdot 45 m^2}{8} = 3648'38 kNm$$
$$N_{m\acute{a}x} \left(x = \frac{luz}{2} \right) = \frac{M_{m\acute{a}x}}{h} = \frac{3648'38 kNm}{3 m} = 1216'125 kN$$

siendo s la separación entre pórticos o crujía y h el canto de la celosía de cubierta.

Haciendo uso de la condición de resistencia de las secciones del epígrafe 6.2 del CTE DB SE-A [1] se obtiene una sección mínima del perfil a partir de la ecuación:

$$N_{ed} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{h} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{M_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_{M0}}{f_y \cdot h} \quad (9)$$
$$A \geq \frac{3648'38 \cdot 10^6 N \cdot mm \cdot 1'05}{355 \frac{N}{mm^2} \cdot 3000 mm} = 3596'98 mm^2$$

En la comprobación a pandeo de los elementos comprimidos se limita la esbeltez reducida de cada una de las barras de los cordones de la celosía. La longitud de pandeo establecida para estos elementos no se considera como la de una barra biarticulada, puesto que según el ICT [5] se permite emplear un coeficiente de pandeo $\beta=0'9$ en lugar de la unidad como se podría deducir del artículo 6.3.2.4 del CTE DB SE-A [1], permitiendo así emplear secciones de menor tamaño.

$$\bar{\lambda} \leq 2 \rightarrow \frac{\beta \cdot L_m}{i \cdot \lambda_{lim}} \leq 2 \rightarrow i \geq \frac{\beta \cdot L_m}{2 \cdot \lambda_{lim}} \quad (10)$$
$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000 N/mm^2}{355 N/mm^2}} = 76'41$$

siendo L_m la distancia entre montantes de la cercha y λ_{lim} la esbeltez reducida. Operando:

$$i \geq \frac{0'9 \cdot 2500 mm}{2 \cdot 76'41} = 14'72 mm$$

Finalmente, se realiza una comprobación limitando la deformación de los cordones al establecer un valor de flecha relativa máxima. El CTE DB SE [1] considera como flecha límite el valor $L/300$, porque sobre la cubierta no se encuentran “pisos con tabiques frágiles, pavimentos rígidos sin juntas, pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas”.

Al modelizarse como una viga biapoyada, es conocido que la mayor deformación se produce en el centro del vano. Si se asume por simplicidad que la viga en celosía es de directriz recta, la flecha máxima se obtiene a partir de la expresión:

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot q_{ELS} \cdot luz^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad (11)$$

Para este tipo de comprobaciones se emplea de la carga lineal correspondiente a la combinación de ELS calculada anteriormente:

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot q_{ELS} \cdot luz^4}{384 \cdot E \cdot I_{y_conj}} < \frac{L}{300} = f_{lim} \rightarrow I_{y_conj} \geq \frac{5 \cdot 300 \cdot q_{ELS} \cdot luz^4}{384 \cdot E}$$

$$I_{y_conj} \geq \frac{5 \cdot 300 \cdot 0'6 \cdot 10^6 \frac{N}{mm^2} \cdot 45000^4 \text{ mm}^4}{384 \cdot 210000 \frac{N}{mm^2}} = 1017020 \text{ cm}^4$$

Mediante esta última condición se establece un valor mínimo para el momento de inercia del conjunto formado por los cordones superior e inferior (Figura 30). Esto se debe a que hasta el momento se había considerado la celosía como una viga simple biapoyada, pero para la inercia del conjunto se ha de tener en cuenta la contribución de cada cordón, así como de la separación que existe entre ellos. El momento de inercia de la celosía de cubierta se obtiene aplicando el Teorema de Steiner:

$$I_{y_conj} = 2 \cdot \left[I_{y_cord\acute{o}n} + A_{cord\acute{o}n} \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right] \quad (12)$$

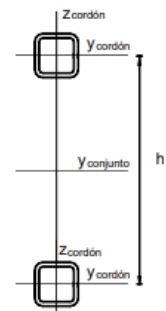


Figura 30.- Sección de la celosía

De las tres condiciones que se han tenido en cuenta para el predimensionado la más restrictiva de ellas es la limitación de área mínima. Conociendo esto, se procede a conseguir un perfil que tenga un área superior a la indicada y con el menor peso por metro lineal posible. Adicionalmente, el ICT [5] recomienda emplear perfiles que tengan una relación entre la mayor dimensión de la sección transversal y el espesor inferior a 37.6. Con ello, el proyectista logra asegurarse que la sección será capaz de alcanzar la clase 3 evitando deformaciones indeseadas.

El perfil tubular hueco de sección circular necesario por condición de resistencia es un Ø168'3.8 con un valor de área transversal de 4030 mm². Asimismo, presenta un radio de giro de 56'7 mm cumpliendo la condición de pandeo por flexión y una inercia del perfil de 1297 cm⁴. Empleando la ecuación (12) se puede obtener una inercia de conjunto:

$$I_{y_conj} = 2 \cdot \left[1297 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 + 4030 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{3000 \text{ mm}}{2} \right)^2 \right] = 18160'94 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Tabla 24.- Propiedades perfil cordones de celosía

Perfiles cordones de celosía cubierta	
Ø168'3.8	
Relación h/t ¹	21'04
Inercia	1297 cm ⁴
Radio de giro	5'67 cm
Área	40'3 cm ²
Peso lineal	31'6 kg/m

4.1.3. Montantes y Diagonales

Siguiendo un procedimiento análogo al seguido anteriormente, se realiza el predimensionado de las barras de relleno de la viga en celosía (montantes y diagonales). En este caso se aplicarán dos condiciones (área y radio de giro mínimos), correspondientes a los ELU de resistencia y pandeo por flexión, respectivamente.

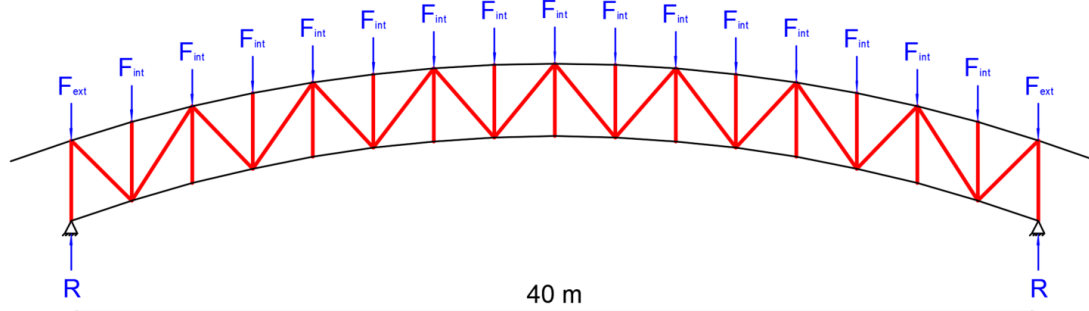


Figura 31.- Esfuerzos sobre barras de relleno de cubierta

La cubierta del edificio se modeliza por medio de una celosía curva, de tal forma que la carga que actúa sobre los cordones se aplica como fuerzas puntuales sobre los nudos que conectan las barras de relleno con el cordón superior (Figura 31). Los esfuerzos que soporta cada nudo ante una situación correspondiente a un ELU. se determina a partir de:

$$F_{int} = \frac{q_{ELU} \cdot S \cdot L_{libre}}{n_{nudos_{int}} + 0'5 \cdot n_{nudos_{ext}}} \quad (13)$$

$$F_{ext} = \frac{F_{int}}{2}$$

$$F_{int} = \frac{1'41 \text{ kN/m}^2 \cdot 10 \text{ m} \cdot 40 \text{ m}}{15 + 0'5 \cdot 2} = 35'25 \text{ kN}$$

$$F_{ext} = \frac{35'25 \text{ kN}}{2} = 17'625 \text{ kN}$$

¹ h/t es la relación entre la distancia más grande del perfil frente al espesor de la pared.

Para obtener las reacciones en los apoyos se plantea el equilibrio de fuerzas verticales:

$$R = \frac{\sum F_v}{2} = \frac{15 \cdot F_{int} + 2 \cdot F_{ext}}{2} \quad (14)$$
$$R = \frac{15 \cdot 35'25 \text{ kN} + 2 \cdot 17'625 \text{ kN}}{2} = 282 \text{ kN}$$

En primera instancia, se asume que las fuerzas puntuales aplicadas sobre el cordón inferior son absorbidas exclusivamente por los montantes. El área de la sección transversal mínima que debe cumplir el perfil del montante central, más solicitado, para asegurar la condición de resistencia se obtiene a partir de la ecuación:

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{F_{int} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \quad (15)$$
$$A \geq \frac{35'25 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 1'05}{355 \text{ N/mm}^2} = 104'26 \text{ mm}^2$$

Dado que la celosía sigue una geometría de tipo Warren con montantes, estos están sometidos a esfuerzos de tracción y de compresión, por lo que resulta oportuno plantear para estas barras el criterio de esbeltez reducida mínima, mediante el cual:

$$\bar{\lambda} \leq 2 \rightarrow \frac{\beta \cdot L}{i \cdot \lambda_{lim}} \leq 2 \rightarrow i \geq \frac{\beta \cdot L}{2 \cdot \lambda_{lim}} \quad (16)$$

siendo β el coeficiente que modifica la longitud de pandeo que toma un valor de 0'75 en las barras de relleno tanto en el plano de la cubierta como en el plano del pórtico según el documento de guía del ICT [5].

$$i \geq \frac{0'75 \cdot 3000 \text{ mm}}{2 \cdot 76'41} = 14'72 \text{ mm}$$

Por otro lado, la diagonal de referencia será la diagonal del extremo por tratarse de la que más esfuerzo axil soporta. Aplicando el Método de los Nudos, se obtiene que dicha barra soporta un esfuerzo de tracción de 22'68 kN. Con este valor se procede a aplicar el criterio de resistencia a fin de obtener el área mínima:

$$A \geq \frac{22'68 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 1'05}{\frac{355 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 67'08 \text{ mm}^2$$

De nuevo y pese a que no se trata de una condición más restrictiva que la anterior se debe realizar la comprobación de pandeo para obtener el perfil necesario para las diagonales:

$$i \geq \frac{\beta \cdot L}{2 \cdot \lambda_{lim}} = \frac{0'75 \cdot 3500 \text{ mm}}{2 \cdot 76'41} = 17'18 \text{ mm}$$

En conclusión y en base a los criterios anteriormente expuestos se tomará como perfil adecuado para los montantes un $\emptyset 48'3.4$ y un $\emptyset 76'1.8$ para el caso de las diagonales. En la Tabla 25 se muestran las propiedades de cada uno de los perfiles a fin de confirmar el cumplimiento de las condiciones mínimas.

Tabla 25.- Propiedades perfiles barras de relleno

Perfiles montantes de celosía		Perfiles diagonales de celosía	
Ø48'3.4		Ø51.4	
Relación h/t	12'057	Relación h/t	12'75
Inercia	13'8 cm ⁴	Inercia	16'4 cm ⁴
Radio de giro	1'57 cm	Radio de giro	1'88 cm
Área	5'57 cm ²	Área	6'66 cm ²
Peso lineal	4'37 kg/m	Peso lineal	5'23 kg/m

4.2. Pilar compuesto

Dada la dificultad del estudio riguroso de un pilar con la geometría propuesta y quedándose del lado de la seguridad, el pilar compuesto estudiado en el predimensionado se simplifica, quedando de lado de la seguridad, tal y como se muestra en la Figura 32. El pilar compuesto se modeliza como una celosía de canto constante empotrada en la base y libre en su extremo superior sobre la que se aplica una carga uniforme de 1'0165 kN/m² correspondiente a una hipótesis de viento lateral en su zona más crítica (zona A).

Con la intención de reducir el número de perfiles diferentes, se emplearán como barras de relleno del pilar compuesto los mismos perfiles que los empleados en el caso de la celosía de cubierta.

Por ello, se considerarán las pertinentes condiciones para el estudio de los cordones del pilar compuesto. Estas condiciones se corresponden con el ELU. de pandeo a flexión, tanto del pilar en su conjunto como de cada tramo en particular, siguiendo las recomendaciones del ICT [5], así como las condiciones relativas a ELS. de deformación.

En primer lugar, se procede a obtener la condición del radio de giro mínimo sobre el conjunto de los dos cordones del pilar estableciendo la limitación de la esbeltez reducida 2. La simplificación aplicada obliga a tomar como coeficiente de pandeo un valor $\beta=2$, ya que el conjunto formado por los dos cordones se asimila a un elemento empotrado en su base y libre en el extremo superior. Aunque esta hipótesis queda del lado de la seguridad, dado que al triangular el pilar, se le dotará de cierto grado de intraslacionalidad:

$$\bar{\lambda} \leq 2 \rightarrow \frac{\beta \cdot L}{i_{conj} \cdot \lambda_{lim}} \leq 2 \rightarrow i_{conj} \geq \frac{\beta \cdot L}{2 \cdot \lambda_{lim}} \quad (17)$$

siendo L la longitud total del cordón exterior del pilar compuesto,

$$i_{conj} \geq \frac{2 \cdot 10000 \text{ mm}}{2 \cdot 76'41} = 130'87 \text{ mm}$$

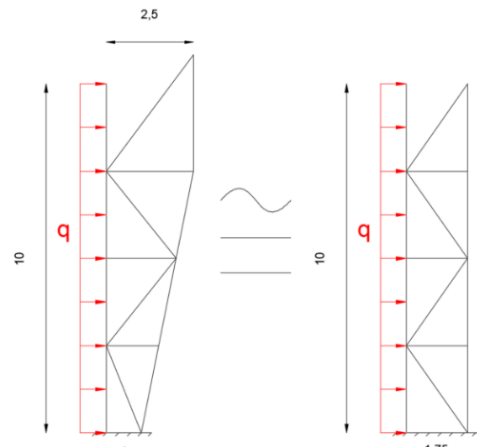


Figura 32.- Simplificación del pilar compuesto

Aplicando esta misma condición a cada uno de los tramos de dos metros y medio que se encuentran entre montantes se obtiene una limitación de radio de giro para cada una de las barras. En este caso la beta de pandeo a considerar cambia y, pese a que se trata de barras, el ICT [5] recomienda emplear un coeficiente de pandeo de 0'9 en lugar de la unidad:

$$i_{ind} \geq \frac{0'9 \cdot 2500 \text{ mm}}{2 \cdot 76'41} = 14'72 \text{ mm}$$

A continuación, se limita el desplome de la cabeza del pilar a un valor máximo de h/500, según establece el CTE DB SE [1], siendo h la altura total del cordón exterior del pilar compuesto. El valor del desplome de un pilar empotrado-libre, en una estructura de cruja s y sobre la que actúa una carga lineal uniforme viene dada por:

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot s \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I_{conj}} \quad (18)$$

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{1'0165 \text{ kN/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot 1750^4 \text{ mm}^4}{8 \cdot 210000 \text{ kN/mm}^2 \cdot I_{conj}} \leq \frac{h}{500} = \frac{10000 \text{ mm}}{500}$$

$$I_{conj} \geq \frac{1'0165 \cdot 10000^4 \cdot 500}{8 \cdot 210000} \text{ mm}^4 = 3025'3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

A partir de los cálculos efectuados se selecciona un perfil tubular de sección circular Ø101'6.8 (Tabla 26) a fin de cumplir la condición de flecha por ser la más restrictiva de las tres.

Tabla 26.- Propiedades perfiles de los cordones del pilar compuesto

Perfiles cordones de celosía cubierta	
Ø101'6.8	
Relación h/t	12'7
Inercia	260 cm ⁴
Radio de giro	3'32 cm
Área	23'5 cm ²
Peso lineal	18'5 kg/m

De nuevo, se aplica el teorema de Steiner (12) para obtener la inercia del pilar a partir de la contribución de ambos cordones separados entre sí una distancia constante de 1'75 metros:

$$I_{conj} = 2 \cdot \left[260 \text{ cm}^4 + 23'5 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{175}{2} \right)^2 \text{ cm}^2 \right] = 360364 \text{ cm}^4 = 360364 \text{ cm}^4$$

Obteniendo un radio de giro del pilar compuesto como conjunto de:

$$i_{conj} = \sqrt{\frac{I_{conj}}{2 \cdot A_{cordón}}} \quad (19)$$

$$i_{conj} = \sqrt{\frac{3603'64 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{2 \cdot 2350 \text{ mm}^2}} = 875'632 \text{ mm}$$

Con ello, queda justificada la elección del perfil Ø101'6.8 para los cordones del pilar compuesto dado que cumple con las condiciones relativas a los valores de área, radio de giro mínimo e inercia impuestas posteriormente.

4.3. Resto de elementos estructurales

Excluyendo los elementos anteriormente estudiados, la primera aproximación a los perfiles reales del edificio se realiza por medio de la condición de esbeltez reducida del CTE DB SE-A [1]. En su artículo 6.3 se limita dicha propiedad en función de la naturaleza de los esfuerzos axiales que transmita la barra. Por ello, para barras traccionadas no superará el valor 3,0, pudiendo admitirse valores de hasta 4,0 en las barras de arriostramiento, mientras que en el caso de barras que trabajen a compresión la esbeltez reducida no superará el valor 2.

A partir de este requisito, y teniendo en cuenta la resistencia mecánica del acero empleado, es posible obtener el radio de giro mínimo que debe tener cada perfil:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{lim}} = \frac{L_k}{i \cdot \lambda_{lim}} = \frac{\beta \cdot L}{i \cdot \lambda_{lim}} \leq \bar{\lambda}_{max} \rightarrow i \geq \frac{\beta \cdot L}{\bar{\lambda}_{max} \cdot \lambda_{lim}}$$

Establecida esta limitación y buscando el perfil de menor peso a fin de aligerar la estructura y reducir costes, se emplean los perfiles especificados en la Tabla 27 para los distintos elementos estructurales.

Tabla 27.- Resumen del predimensionado de elementos constructivos

	Longitud barra (m)	Esbeltez reducida (λ)	Coficiente pandeo (β)	i_{min} (mm)	Perfil	i (mm)
Viga perimetral	10'00	3'00	1'00	43'6	Ø 193'7.5	66'7
Tirantes VCV y CSA	6'285 ²	4'00	1'00	20'6	R85	21'3
Montante CSA	10'00	2'00	1'00	65'44	Ø 193'7.5	66'7
Montante fachada frontal	7'50	2'00	1'00	49'1	# 140.5	55'5
Pilares fachada frontal ³	6'50	2'00	1'00	42'5	# 200.120.8	48'5
Pilares altillo	4'00	2'00	1'00	26'2	# 120.80.4	32'5
Vigas altillo	6'75	2'00	1'00	44'2	# 200.120.4	50'2
Bastidor de cubierta	10'00	2'00	1'00	65'44	Ø 193'7.5	66'7
Tornapunta	4'383	2'00	1'00	28'68	Ø 88'9.6'3	29'3

² Se toma como longitud de los tirantes la mitad de la longitud de la barra por tener las diagonales duplicadas y considerando el punto de corte como un punto de arriostramiento.

³ Se toma el tramo superior del pilar para el predimensionado por tener una longitud de pandeo más desfavorable que el tramo inferior

4.4. Predimensionado del canto del forjado

Para el predimensionado del canto del forjado (ver plano 9) se hará uso del libro “Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación” de José Calavera Ruiz [10]. La legislación seguida en la publicación se encuentra derogada actualmente por el Código Estructural [6], pero el método utilizado aporta una primera aproximación del forjado a emplear.

Para forjados que cubren una luz de menos de 12 metros, que soporten sobrecargas inferiores a los 4 kN/m² y con un canto superior al canto mínimo (h_{min}) no es necesaria la comprobación a flecha. La luz a cubrir en el altillo del edificio alcanza los 7'5 metros de longitud. Puesto que encontramos distintas categorías de uso, se considerarán las superficies sobre las que se aplican para obtener una sobrecarga de uso uniforme ponderada. Aproximadamente la mitad de la superficie del altillo es ocupada por un gimnasio, lo que corresponde a una categoría de uso C4 según el CTE DB SE-AE [1], con una sobrecarga de 5 kN/m². La otra mitad es ocupada por una oficina de medios y un trastero de almacenaje, por lo que la sobrecarga de uso en ambos casos se estima en 3 kN/m² por tratarse de las categorías C1 y A2, respectivamente. Así, se considerará una sobrecarga de uso ponderada que actúa sobre la totalidad de la losa del altillo de 4 kN/m².

El canto mínimo h_{min} del forjado se calcula según la expresión:

$$h_{min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \quad (20)$$

siendo:

δ_1 factor que depende de la carga total y con valor $\sqrt{\frac{q}{L}}$ siendo q la carga total, en kN/m²;

δ_2 factor que tiene el valor de $(L/6)^{1/4}$;

L luz del cálculo del forjado en metros;

C coeficiente cuyo valor se toma de la” Tabla 28

Tabla 28.- Coeficientes C en función del tipo de forjado

Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas (*)	Con tabiques o muros	36	—	—
	Cubiertas	45	—	—

(*) Piezas pretensadas proyectadas de forma que, para la combinación poco frecuente no llegue a superarse el momento de fisuración.

Como primera aproximación, se toma $\delta^1 = \delta^2 = 1$, ya que no es conocido el canto del forjado y por lo tanto su peso propio. Con ello y con el valor C=36 de la Tabla 28 (fila de losas alveolares pretensadas dispuestas como tramos aislados que soportan tabiques) se obtiene, a partir de la ecuación (20), un

canto mínimo de $h_{\min}=0'2083$ metros. Se escoge un forjado con un canto total de 30 cm (25 cm de losa y 5 cm de capa de compresión).

A partir de este valor se pueden estimar unas cargas para realizar una nueva aproximación a la solución final. Las cargas actuantes sobre el forjado son:

Peso propio aproximado del forjado según catálogo de fabricante (PP): 3'2 kN/m².

Cargas Permanentes (G):

- Tabiquería ligera: 1kN/m².
- Solado (incluyendo material de agarre): 1kN/m².
- Falso techo e instalaciones: 0'2 kN/m².

Siendo la carga total permanente excluyendo el peso propio del forjado de: 2'2 kN/m².

Sobrecarga de Uso (Q): 4kN/m².

Para el cálculo inicial de los coeficientes δ_1 y δ_2 se plantea una combinación de acciones característica sin mayorar considerando un canto inicial de 25+5 cm. Así, se obtiene una carga sobre el forjado:

Carga total (q_t) = G + Q + PP = 2'2 + 4'00 + 3'20 → **$q_t = 9'4$ kN/m²**.

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \sqrt{\frac{q}{L}} = \sqrt{\frac{9'4}{7'5}} = 1'12 \\ \delta_2 &= \left(\frac{L}{6}\right)^{1/4} = \left(\frac{7'5}{6}\right)^{1/4} = 1'057 \\ L &= 7'5 \text{ m} ; C = 36 \end{aligned} \right\} h_{\min} = 0'2465 \text{ m}$$

Dado que el canto del forjado obtenido sigue siendo inferior al canto seleccionado se continua con una losa de 25+5 para las posteriores comprobaciones.

Cada tramo del forjado es asimilable a una barra biapoyada en sus extremos sobre la que se aplica una carga superficial uniformemente distribuida, por lo que es posible obtener su momento máximo de flexión en el centro del vano:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Para la obtención del momento máximo es preciso la mayoración de las acciones, combinándolas considerando una situación de Estados Límite Últimos:

$$q_t = 1'35 \cdot (PP + G) + 1'5 \cdot Q$$

Sustituyendo los valores de las distintas acciones, el valor de la carga total alcanza los **13'547 kN/m²** lo cual se traduce en un momento en el centro de vano de **95'25 kN·m**.

A partir de las pertinentes comprobaciones se demuestra que se debe buscar un proveedor de forjados alveolares que cumpla la condición del momento máximo por metro para una placa de 25+5 cm de canto.

5. DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

Para conseguir una comprobación concisa de los elementos estructurales del edificio se presentarán únicamente los resultados de las barras más desfavorables de cada tipo. Con ello se reduce el anexo de cálculo al mismo tiempo que se evita la información reiterada obtenida de la comprobación de todos los tramos de barra.

5.1. Modelo de pandeo.

Para el cálculo del pandeo en CYPE de las principales barras del pórtico interior (Cordones, montantes y diagonales de la cercha y cordones del pilar compuesto) se han seguido las recomendaciones expuesta por el ICT [5] y del artículo 6.3.2.4(3) del CTE DB SE-A [1].

Tanto en el plano del pórtico como en el perpendicular a este, montantes y diagonales tienen un coeficiente de pandeo de 0'75, difiriendo del valor canónico de una barra con articulaciones en ambos extremos. Mientras, en cuanto a los cordones de la celosía, se distingue entre un coeficiente de 0'9 en el plano del pórtico y una longitud de pandeo de 6'75 m en el plano ortogonal. La razón se debe a que fuera del plano del pórtico es el sistema de bastidores y tornapuntas el que genera puntos de apoyo en la celosía y el coeficiente de 0'9 multiplicado por la distancia entre apoyos da la longitud anteriormente especificada.

En cuanto a los cordones del pilar compuesto, cada una de las barras que forman la totalidad del cordón posee un coeficiente de pandeo de 0'9 en el plano del pórtico según el ICT [5] y del del CTE DB SE-A [1]. No obstante, en el plano ortogonal a este se distinguen dos tramos en el caso del cordón exterior y uno solo en el interior. El inferior posee una longitud de pandeo de 5'75 m, fruto de multiplicar el coeficiente canónico de una barra empotrada-articulada ($\beta=0'7$) por la distancia entre el terreno y el bastidor, situado a 7'5 metros de altura. Por otro lado, en el caso del tramo superior, la longitud de pandeo es igual a la longitud de barra, por lo que el coeficiente de pandeo tiene el valor de la unidad.

La Tabla 29 ilustra los parámetros más destacados del cálculo a pandeo:

Tabla 29.- Principales parámetros del modelo de pandeo del pórtico interior tipo

Modelo de pandeo		
Barra	Plano del pórtico	Plano perpendicular al pórtico
Cordón de cercha	$\beta = 0'90$	$L_k = 6'75 \text{ m}$
Barras de relleno (montantes y diagonales)	$\beta = 0'75$	$\beta = 0'75$
Tramo interior del pilar compuesto	$\beta = 0'90$	$L_k = 5'75 \text{ m}$
Tramo inferior del cordón exterior del pilar compuesto	$\beta = 0'90$	$L_k = 5'75 \text{ m}$
Tramo superior del cordón exterior del pilar compuesto	$\beta = 0'90$	$\beta = 1'00$

5.2. Modelo de flecha

En cuanto al modelo de flecha, se han seguido las indicaciones del CTE [1]. Los valores de flecha límite de los principales elementos de la nave se muestran en la Tabla 30. Cabe destacar la peculiaridad de los cordones del pilar compuesto. Para el caso de un pilar simple el desplazamiento más crítico y el que se debe controlar es el desplome. No obstante, las triangulaciones del pilar proyectado en este edificio dotan de una intraslacionalidad al pórtico que hace que, con la consulta de los resultados, se observe un desplazamiento mayor de la flecha secante frente al desplome. Es por ello que para el cálculo del presente proyecto se ha definido como límite el valor de la flecha secante igual a la altura total del pilar entre 500.

Por otro lado, en los cordones de la celosía de cubierta, se ha tomado un límite de 1/300 de la luz total que cubre el edificio, ya que se consideran las jácenas como un único elemento continuo.

Tabla 30.- Valores de flecha relativa máxima de los principales elementos de la estructura

Modelo de flecha	
Barra	Flecha límite
Cordón de cercha	1/300 ⁴
Barras de relleno (montantes y diagonales)	-
Cordón del pilar compuesto	1/500 ⁵
Pilar de fachada	1/500
Bastidor	1/300

⁴ Se toma como longitud de barra la luz total a cubrir por un pórtico (45 m).

⁵ Valor límite de la flecha secante con respecto a la altura total del pilar (10 m).

5.3. Pórtico interior (Alineación D)

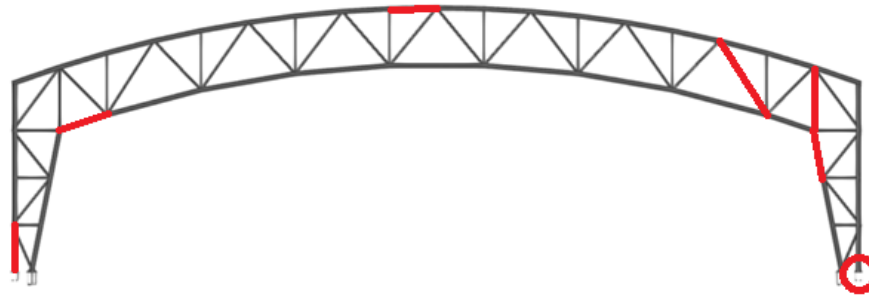


Figura 33.- Elementos significativos del pórtico interior (alineación D)

En la Figura 33 se muestran destacados en color rojo los elementos más significativos del pórtico interior tipo:

- Cordón superior de la celosía de cubierta: Barra N280/N258
- Cordón inferior de la celosía de cubierta: Barra N276/N288
- Cordón exterior del pilar compuesto: Barra N271/N272
- Cordón interior del pilar compuesto: Barra N276/N288
- Barra de relleno (diagonal): Barra N268/N267
- Barra de relleno (montante): Barra N255/N270
- Placa de anclaje tipo 3: Nudo 250

5.3.1. Descripción de las barras singulares

La Tabla 31 muestra una descripción de los elementos a comprobar:

Tabla 31.- Descripción de las barras significativas del pórtico interior

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b _{xy}	b _{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S355 (UNE-EN 10025-2)	N271/N272	N271/N275	CHS 244.5x6.3 (Hot Finished CHS)	2.500	2.10	0.90	-	-
		N280/N258	N280/N258	CHS 244.5x6.3 (Hot Finished CHS)	2.500	2.70	0.90	-	-
		N276/N288	N276/N288	CHS 244.5x6.3 (Hot Finished CHS)	2.637	2.56	0.90	-	-
		N255/N270	N255/N270	CHS 114.3x10.0 (Hot Finished CHS)	3.361	0.75	0.75	-	-
		N268/N267	N268/N267	CHS 114.3x8.0 (Hot Finished CHS)	4.644	0.75	0.75	-	-
		N256/N255	N486/N255	CHS 244.5x6.3 (Hot Finished CHS)	2.550	2.06	0.90	-	-

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b _{xy}	b _{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
<p>Notación: <i>Ni:</i> Nudo inicial <i>Nf:</i> Nudo final <i>b_{xy}:</i> Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' <i>b_{xz}:</i> Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' <i>Lb_{Sup.}:</i> Separación entre arriostramientos del ala superior <i>Lb_{Inf.}:</i> Separación entre arriostramientos del ala inferior</p>									

5.3.2. Resistencia

La Tabla 32 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia efectuadas en los elementos más significativos.

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Tabla 32.- Comprobación de resistencia de las barras significativas del pórtico interior

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _t (kN·m)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)		
N271/N272	63.07	2.500	-487.183	0.860	14.907	1.06	-35.18	-0.03	GV	Cumple
N280/N258	84.28	2.500	-601.374	0.101	22.477	2.53	-9.63	-5.52	GV	Cumple
N276/N288	71.48	0.000	-495.012	0.034	-10.282	0.02	-22.77	0.11	GV	Cumple
N255/N270	85.40	0.000	-573.028	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple
N268/N267	91.65	2.322	-347.527	0.000	0.000	0.00	0.40	0.00	GV	Cumple
N256/N255	85.22	2.550	-767.115	-0.034	11.208	-0.10	-25.46	-0.04	GV	Cumple

5.3.3. ELS Deformación - Flecha

La Tabla 33 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de flecha efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 33.- Comprobación de flecha de las barras significativas del pórtico interior

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
	N271/ N275	8.958	1.14	6.458	7.39	8.958	1.20	6.458
	8.958	L/(>1000)	6.458	L/(>1000)	8.958	L/(>1000)	6.458	L/(>1000)
N280/ N258	1.250	0.44	1.250	0.40	1.250	0.44	1.250	0.40
	1.250	L/(>1000)	1.250	L/(>1000)	1.250	L/(>1000)	1.250	L/(>1000)
N276/ N288	1.130	0.00	0.942	0.78	1.130	0.00	0.942	0.78
	1.130	L/(>1000)	0.942	L/(>1000)	1.130	L/(>1000)	0.942	L/(>1000)
N255/ N270	2.311	0.00	1.050	0.00	2.941	0.00	3.151	0.00
	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)
N268/ N267	4.354	0.00	2.322	0.84	4.354	0.00	2.322	0.84
	-	L/(>1000)	2.322	L/(>1000)	-	L/(>1000)	2.322	L/(>1000)
N486/ N255	3.249	0.11	3.674	2.76	3.249	0.15	3.674	2.76
	3.249	L/(>1000)	3.674	L/(>1000)	3.249	L/(>1000)	3.674	L/(>1000)

5.3.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 34 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de Estado Límite Último efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 34.- Comprobación de ELU de las barras significativas del pórtico interior

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)													Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	
N271/N272	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 48.1	x: 2.5 m h = 29.1	x: 0 m h = 1.8	x: 2.5 m h = 2.5	h = 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 2.5 m h = 63.1	h < 0.1	h = 1.0	x: 2.5 m h = 2.6	x: 2.5 m h = 2.6	CUMPLE h = 63.1
N280/N258	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 73.7	x: 2.5 m h = 8.4	x: 2.5 m h = 4.6	x: 2.5 m h = 3.9	h < 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 2.5 m h = 84.3	h < 0.1	h = 2.4	x: 2.5 m h = 4.0	x: 2.5 m h = 4.0	CUMPLE h = 84.3
N276/N288	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 60.6	x: 0 m h = 19.6	x: 0 m h = 0.1	x: 0 m h = 1.8	h < 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 71.5	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 1.8	x: 0 m h = 1.8	CUMPLE h = 71.5
N255/N270	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 85.4	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE h = 85.4
N268/N267	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 89.8	x: 2.322 m h = 1.3	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0 m h = 0.1	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	x: 0.29 m h < 0.1	N.P. ⁽⁴⁾	x: 2.322 m h = 91.7	x: 0.29 m h < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE h = 91.7
N256/N255	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 73.9	x: 2.55 m h = 21.1	x: 0 m h = 0.1	x: 2.55 m h = 1.9	h < 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 2.55 m h = 85.2	h < 0.1	h = 0.1	x: 2.55 m h = 1.9	x: 2.55 m h = 1.9	CUMPLE h = 85.2

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)												Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	
<p>Notación:</p> <p>N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁴⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flexores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁷⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>													

5.3.5. Placa de anclaje tipo 3

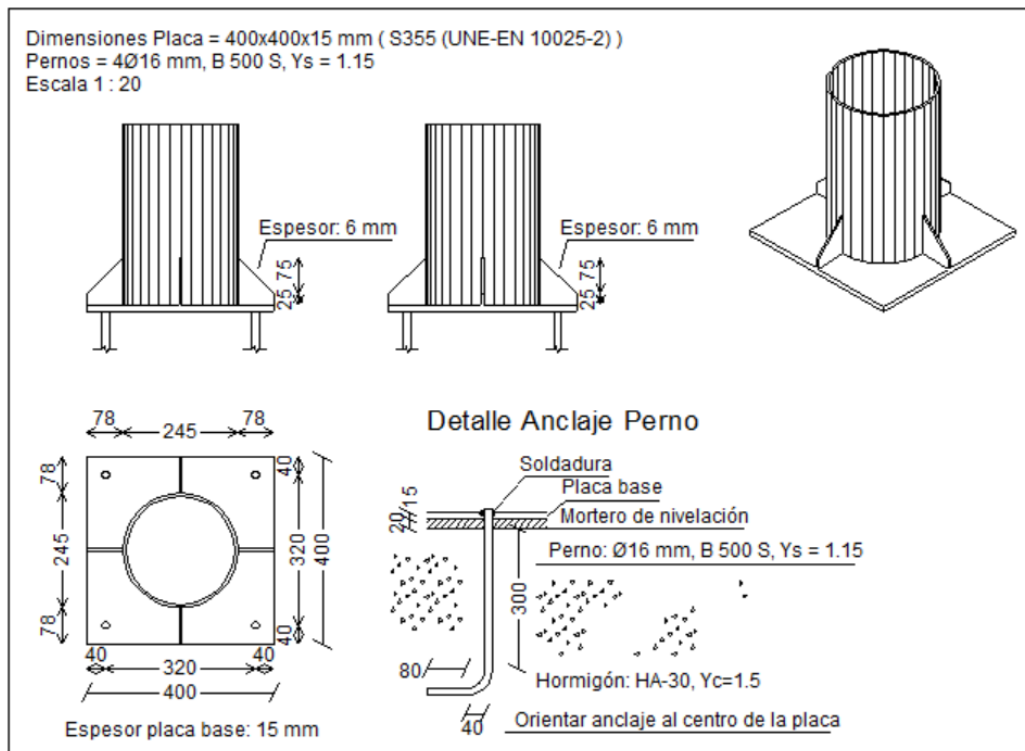


Figura 34.- Detalle placa de anclaje tipo 3 (nudo 250)

La Tabla 35 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones efectuadas sobre la placa de anclaje que se observa en detalle en la Figura 34.

Tabla 35.- Comprobaciones de placa de anclaje (tipo 3)

Referencia: Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>2 diámetros</i>	Mínimo: 32 mm Calculado: 320 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>2 diámetros</i>	Mínimo: 32 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a X: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 36.6 Calculado: 36.6	Cumple Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 16 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 60.23 kN Calculado: 0 kN Máximo: 42.16 kN Calculado: 23.66 kN Máximo: 60.23 kN Calculado: 33.81 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 80.4 kN Calculado: 0.73 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 500 MPa Calculado: 226.578 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 170.4 kN Calculado: 23.66 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 355 MPa Calculado: 175.162 MPa Calculado: 175.234 MPa Calculado: 270.92 MPa Calculado: 260.342 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 7863.51 Calculado: 7862.51 Calculado: 4979.36 Calculado: 5182.36	Cumple Cumple Cumple Cumple

Referencia:		
Comprobación	Valores	Estado
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 355 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.0964		

5.4. Pórtico de fachada (Alineación A)

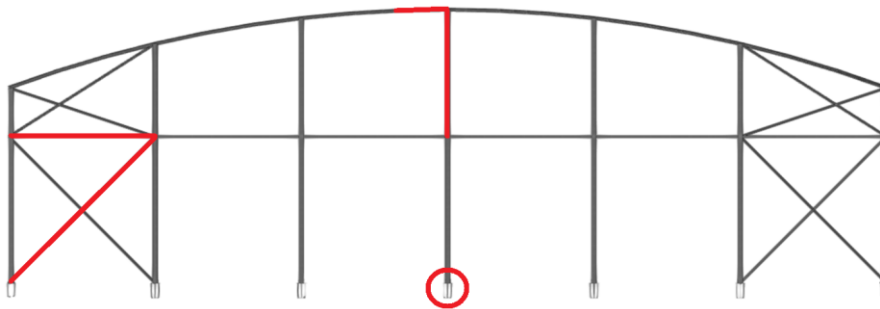


Figura 35.- Elementos significativos del pórtico de fachada (alineación A)

En la Figura 35 se muestra destacado en color rojo los elementos más significativos del pórtico interior tipo:

- Cordón superior de la jácena: Barra N77/N6
- Tramo superior del pilar central: Barra N381/N6
- Tramo inferior del pilar extremo: Barra N1/N373
- Bastidor de arriostamiento: Barra N374/N383
- Tirante CSA: Barra N376/N374
- Placa de anclaje tipo 2: Nudo 5

5.4.1. Descripción de las barras singulares

La Tabla 36 muestra una descripción de los elementos a comprobar:

Tabla 36.- Descripción de las barras significativas del pórtico de fachada

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b _{xy}	b _{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S355 (UNE-EN 10025-2)	N1/N373	N1/N2	RHS 250x150x8.0 (Hot Finished RHS)	7.500	0.70	0.70	-	-
		N381/N6	N5/N6	RHS 350x250x10.0 (Hot Finished RHS)	6.500	1.00	1.51	-	-
		N77/N6	N77/N6	CHS 168.3x5.0 (Hot Finished CHS)	2.500	2.70	0.90	-	-
		N374/N383	N374/N383	SHS 100x6.0 (Hot Finished SHS)	7.500	1.00	1.00	-	-
		N376/N374	N376/N374	R 85 (R)	10.607	0.00	0.00	-	-

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

5.4.2. Resistencia

La Tabla 37 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia efectuadas en los elementos más significativos.

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Tabla 37.- Comprobación de resistencia de las barras significativas del pórtico de fachada

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _t (kN·m)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)		
N1/N373	78.75	0.000	-406.588	-19.130	17.484	-0.32	23.60	-25.26	GV	Cumple
N381/N6	26.23	0.975	-99.237	-1.894	2.746	-0.09	-104.42	-0.73	GV	Cumple
N77/N6	84.48	2.500	4.340	-0.079	29.710	0.63	-37.70	-0.16	GV	Cumple
N374/N383	69.58	3.750	-55.815	0.000	0.000	0.00	1.58	0.00	GV	Cumple
N376/N374	10.89	0.000	185.447	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple

5.4.3. ELS Deformación – Flecha

La Tabla 38 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de flecha efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 38.- Comprobación de flecha de las barras significativas del pórtico de fachada

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
	N1/N2	3.750 3.750	7.04 L/(>1000)	4.219 4.219	4.96 L/(>1000)	3.750 3.750	11.91 L/(>1000)	4.219 4.219
N5/N6	11.400 11.400	0.68 L/(>1000)	8.150 8.150	24.38 L/574.3	11.400 11.400	0.76 L/(>1000)	8.150 8.150	46.73 L/574.3
N77/N6	1.250 1.250	0.21 L/(>1000)	1.667 1.667	2.83 L/883.2	1.250 1.250	0.31 L/(>1000)	1.667 1.667	2.83 L/883.4
N374/N383	3.750 -	0.00 L/(>1000)	3.750 3.750	10.55 L/710.7	5.156 -	0.00 L/(>1000)	3.750 3.750	10.54 L/711.4
N376/N374	9.281 -	0.00 L/(>1000)	10.607 -	0.00 L/(>1000)	9.281 -	0.00 L/(>1000)	10.607 -	0.00 L/(>1000)

5.4.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 39 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de Estado Límite Último efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 39.- Comprobación de ELU de las barras significativas del pórtico de fachada

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)														Estado
	I _w	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	
N1/N373	I _w E I _w ,máx Cumple	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 42.5	x: 0 m h = 21.6	x: 0 m h = 22.1	x: 0 m h = 3.6	x: 0 m h = 4.4	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 78.7	h < 0.1	h = 0.8	x: 0 m h = 3.6	x: 0 m h = 4.4	CUMPLE h = 78.7
N381/N6	I _w E I _w ,máx Cumple	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 2.7	x: 1.3 m h = 23.0	x: 6.5 m h = 4.4	x: 6.5 m h = 3.0	h = 0.3	h < 0.1	h < 0.1	x: 0.975 m h = 26.2	h < 0.1	h = 0.1	x: 6.5 m h = 3.0	h = 0.3	CUMPLE h = 26.2
N374/N383	x: 0.469 m I _w E I _w ,máx Cumple	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	h = 61.6	x: 3.75 m h = 6.2	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0 m h = 0.4	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	x: 0.469 m h < 0.1	N.P. ⁽⁴⁾	x: 3.75 m h = 69.6	x: 0.469 m h < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE h = 69.6

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)													Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	
N77/N6	x: 2.5 m h = 1.0	x: 0 m h = 24.5	x: 2.5 m h = 83.6	x: 2.5 m h = 2.2	x: 2.5 m h = 9.3	h = 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 2.5 m h = 84.5	h < 0.1	h = 1.6	x: 2.5 m h = 9.5	x: 2.5 m h = 9.5	CUMPLE h = 84.5
N376/N374	h = 10.9	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE h = 10.9

Notación:

I_w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N_c : Resistencia a tracción
 N_c : Resistencia a compresión
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 M_z : Resistencia a flexión eje Z
 V_z : Resistencia a corte Z
 V_y : Resistencia a corte Y
 $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 $N M_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados
 $N M_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 $M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 $M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x : Distancia al origen de la barra
 h : Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):

- (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
- (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
- (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
- (4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
- (5) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
- (6) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
- (7) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
- (8) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
- (9) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

5.4.5. Placa de anclaje tipo 2

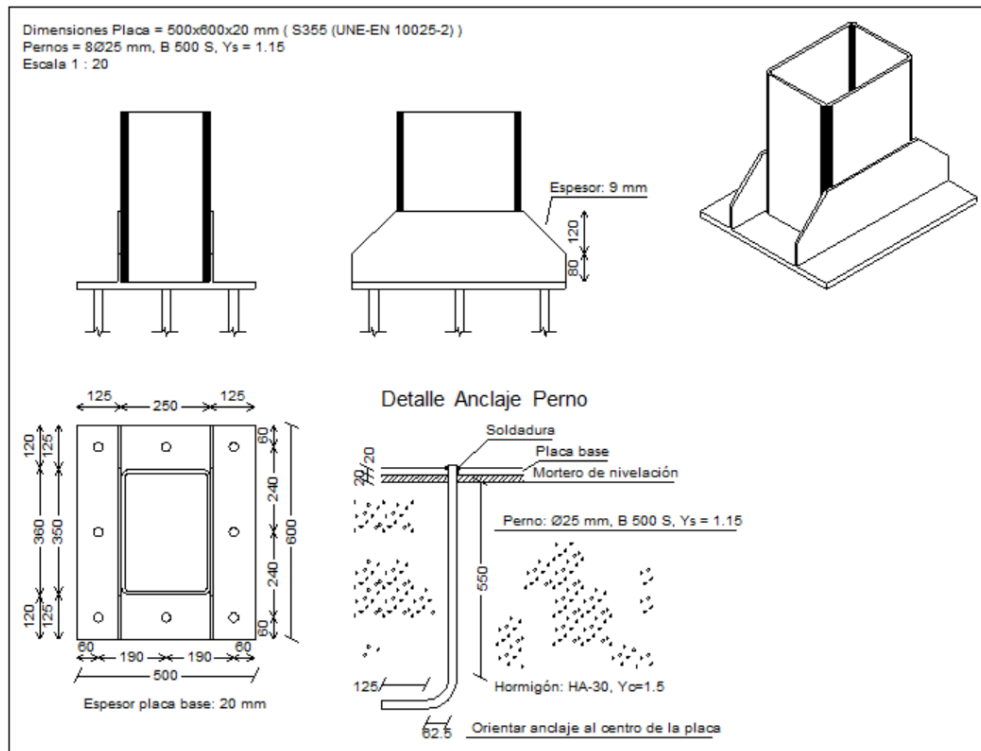


Figura 36.- Detalle placa de anclaje tipo 2 (nudo 5)

La Tabla 40 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones efectuadas sobre la placa de anclaje que se observa en detalle en la Figura 36.



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

Tabla 40.- Comprobaciones de placa de anclaje (tipo 2)

Referencia: Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>2 diámetros</i>	Mínimo: 50 mm Calculado: 190 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>2 diámetros</i>	Mínimo: 50 mm Calculado: 60 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 45.4	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 26 cm Calculado: 55 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 172.54 kN Calculado: 102.87 kN Máximo: 120.78 kN Calculado: 29.39 kN Máximo: 172.54 kN Calculado: 144.86 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 196.4 kN Calculado: 103.92 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 500 MPa Calculado: 231.097 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 355 kN Calculado: 29.39 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 355 MPa Calculado: 225.359 MPa Calculado: 218.967 MPa Calculado: 158.882 MPa Calculado: 135.395 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 776.665 Calculado: 556.819 Calculado: 8981.45 Calculado: 10453.9	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 355 MPa Calculado: 234.521 MPa	Cumple

Referencia:		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.178		
- Punto de tensión local máxima: (0, 0.26875)		

5.5. Fachada lateral (Alineación 7)

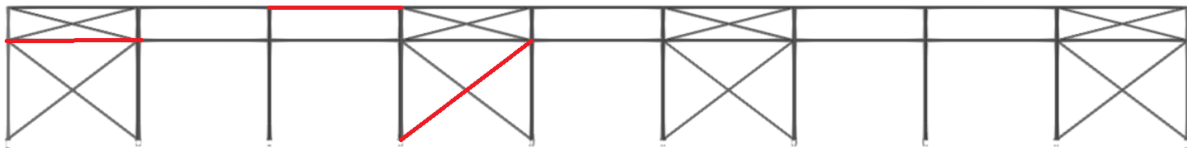


Figura 37.- Elementos significativos de la fachada lateral (alineación 7)

En la Figura 37 se muestra destacado en color rojo los elementos más significativos del pórtico interior tipo:

- Montante lateral de arriostramiento: Barra N373/N335
- Viga perimetral: Barra N295/N254
- Tirante CSA: Barra N168/N130

5.5.1. Descripción

La Tabla 41 muestra una descripción de los elementos a comprobar:

Tabla 41.- Descripción de las barras significativas de la fachada lateral

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b _{xy}	b _{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S355 (UNE-EN 10025-2)	N373/N335	N373/N335	CHS 139.7x5.0 (Hot Finished CHS)	10.000	1.00	1.00	-	-
		N295/N254	N295/N254	CHS 139.7x5.0 (Hot Finished CHS)	10.000	0.00	0.00	-	-
		N168/N130	N168/N130	R 85 (R)	12.500	0.00	0.00	-	-
<p><i>Notación:</i> <i>Ni: Nudo inicial</i> <i>Nf: Nudo final</i> <i>b_{xy}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'</i> <i>b_{xz}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'</i> <i>Lb_{Sup.}: Separación entre arriostramientos del ala superior</i> <i>Lb_{Inf.}: Separación entre arriostramientos del ala inferior</i></p>									

5.5.2. Resistencia

La Tabla 42 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia efectuadas en los elementos más significativos.

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Tabla 42.- Comprobación de resistencia de las barras significativas de la fachada lateral

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N373/N335	81.27	5.000	-54.909	0.000	0.000	0.00	2.75	0.00	GV	Cumple
N295/N254	9.05	5.000	46.852	0.000	0.000	0.00	2.75	0.00	GV	Cumple
N168/N130	0.89	0.000	15.161	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple

5.5.3. ELS Deformación – Flecha

La Tabla 43 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de flecha efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 43.- Comprobación de flecha de las barras significativas de la fachada lateral

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N373/ N335	8.125	0.00	5.000	21.04	8.125	0.00	5.000	21.02
	-	L/(>1000)	5.000	L/475.3	-	L/(>1000)	5.000	L/475.8
N295/ N254	6.250	0.00	5.000	21.04	6.250	0.00	5.000	21.02
	-	L/(>1000)	5.000	L/475.3	-	L/(>1000)	5.000	L/475.8
N168/ N130	10.937	0.00	10.937	0.00	10.937	0.00	10.156	0.00
	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)

5.5.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 44 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de Estado Límite Último efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 44.- Comprobación de ELU de las barras significativas de la fachada lateral

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)												Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z		M _t V _y
N373/N335	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	h = 69.9	x: 5 m h = 9.0	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0 m h = 0.4	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	x: 0.625 m h < 0.1	N.P. ⁽⁴⁾	x: 5 m h = 81.3	x: 0.625 m h < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE h = 81.3
N295/N254	h = 6.5	h = 0.1	x: 5 m h = 9.0	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0 m h = 0.4	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	x: 0.625 m h < 0.1	N.P. ⁽⁴⁾	x: 5 m h = 9.0	x: 0.625 m h < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE h = 9.0
N168/N130	h = 0.9	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE h = 0.9
<p><i>Notación:</i> N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p><i>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</i> ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁴⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁷⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁹⁾ No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>														

5.6. Alzado lateral (Alineación 5)

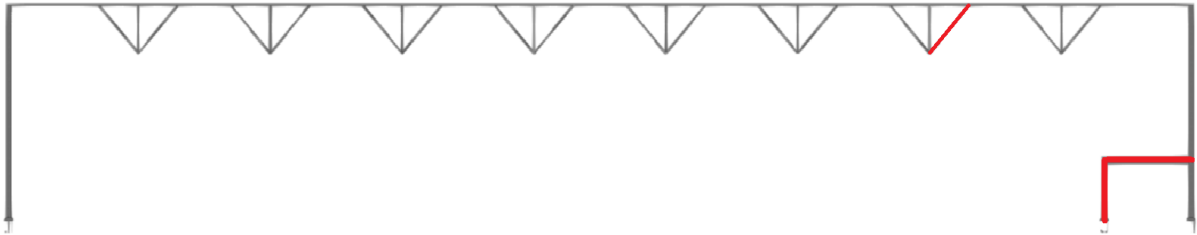


Figura 38.- Elementos significativos del alzado lateral (alineación 5)

En la Figura 38 se muestra destacado en color rojo los elementos más significativos del pórtico interior tipo:

- Tornapunta: Barra N98/N462
- Viga entreplanta: Barra N397/N504
- Pilar entreplanta: Barra N400/N397

5.6.1. Descripción

La Tabla 45 muestra una descripción de los elementos a comprobar:

Tabla 45.- Descripción de las barras significativas del alzado lateral

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b _{xy}	b _{xz}	Lb _{sup.} (m)	Lb _{inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S355 (UNE-EN 10025-2)	N98/N462	N98/N462	CHS 88.9x4.0 (Hot Finished CHS)	4.276	1.00	1.00	-	-
		N400/N397	N400/N397	RHS 350x250x10.0 (Hot Finished RHS)	4.000	0.70	0.70	-	-
		N397/N504	N397/N504	RHS 400x200x12.0 (Hot Finished RHS)	6.750	1.00	1.00	-	-
<p>Notación:</p> <p><i>Ni</i>: Nudo inicial</p> <p><i>Nf</i>: Nudo final</p> <p><i>b_{xy}</i>: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'</p> <p><i>b_{xz}</i>: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'</p> <p><i>Lb_{sup.}</i>: Separación entre arriostramientos del ala superior</p> <p><i>Lb_{inf.}</i>: Separación entre arriostramientos del ala inferior</p>									

5.6.2. Resistencia

La Tabla 46 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia efectuadas en los elementos más significativos.

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Tabla 46.- Comprobación de resistencia de las barras significativas del alzado lateral

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N98/N462	2.12	2.138	-0.977	0.000	0.000	0.00	0.18	0.00	GV	Cumple
N400/N397	83.92	4.000	-432.247	-0.132	121.996	0.14	-338.26	0.32	GV	Cumple
N397/N504	86.04	6.750	-81.405	-0.122	476.289	0.00	-479.56	0.76	GV	Cumple

5.6.3. ELS Deformación - Flecha

La Tabla 47 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de flecha efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 47.- Comprobación de flecha de las barras significativas del alzado lateral

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N98/N462	3.474	0.00	2.138	1.24	2.673	0.00	2.138	1.24
	-	L(>1000)	2.138	L(>1000)	-	L(>1000)	2.138	L(>1000)
N400/N397	4.000	0.02	4.000	5.30	4.000	0.02	4.000	9.75
	4.000	L(>1000)	4.000	L/754.4	4.000	L(>1000)	4.000	L/754.7
N397/N504	3.797	0.07	3.375	11.54	4.219	0.11	3.375	12.10
	3.797	L(>1000)	3.375	L/584.7	3.797	L(>1000)	3.375	L/585.3

5.6.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 48 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de Estado Límite Último efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 48.- Comprobación de ELU de las barras significativas del alzado lateral

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		
N98/N462	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 0.3	x: 2.138 m h = 1.8	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0 m h = 0.1	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	x: 0.267 m h < 0.1	N.P. ⁽⁴⁾	x: 2.138 m h = 2.1	x: 0.267 m h < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁶⁾	CUMPLE h = 2.1	
N400/N397	I _w E I _{w,max} Cumple	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m h = 11.4	x: 4 m h = 74.2	x: 4 m h = 0.1	h = 9.6	h < 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 4 m h = 83.9	h < 0.1	h = 0.1	h = 9.6	h < 0.1	CUMPLE h = 83.9
		N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	h = 2.7	x: 6.75 m h = 83.3	x: 6.75 m h = 0.4	x: 6.75 m h = 27.0	h < 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 6.75 m h = 86.0	h < 0.1	h = 0.1	x: 6.75 m h = 27.0	h < 0.1	CUMPLE h = 86.0
N397/N504	I _w E I _{w,max} Cumple	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	h = 2.7	x: 6.75 m h = 83.3	x: 6.75 m h = 0.4	x: 6.75 m h = 27.0	h < 0.1	h < 0.1	h < 0.1	x: 6.75 m h = 86.0	h < 0.1	h = 0.1	x: 6.75 m h = 27.0	h < 0.1	CUMPLE h = 86.0



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)													Estado
	I_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	NM_yM_z	$NM_yM_zV_yV_z$	M_t	M_tV_z	
<p>Notación: N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados $NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede λ_w: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida</p>														
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁴⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>														



5.7. Cubierta parabólica

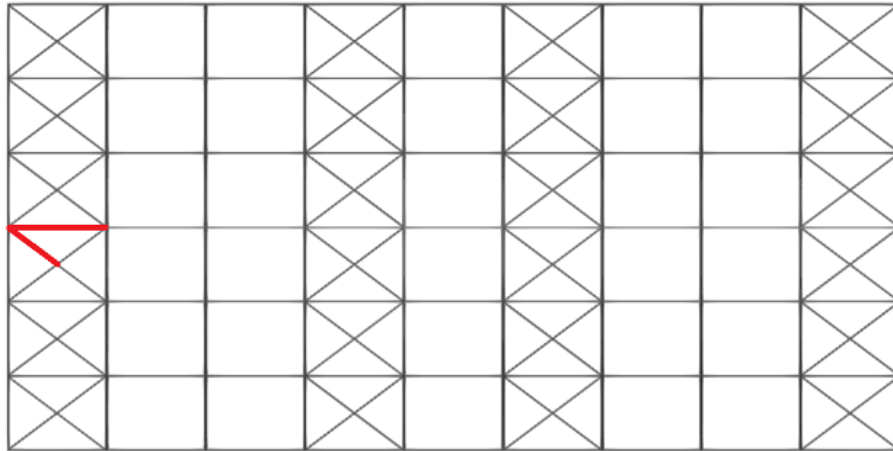


Figura 39.- Elementos significativos de la cubierta parabólica

En la Figura 39 se muestra destacado en color rojo los elementos más significativos del pórtico interior tipo:

- Bastidor de cubierta: Barra N6/N434
- Tirante VCV: Barra N508/N6

5.7.1. Descripción

La Tabla 49 muestra una descripción de los elementos a comprobar:

Tabla 49.- Descripción de las barras significativas de la cubierta parabólica

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b _{xy}	b _{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S355 (UNE-EN 10025-2)	N6/N434	N6/N340	CHS 88.9x4.0 (Hot Finished CHS)	7.000	1.00	1.00	-	-
		N508/N6	N365/N6	R 85 (R)	6.254	0.00	0.00	-	-

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

5.7.2. Resistencia

La Tabla 50 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia efectuadas en los elementos más significativos.

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Tabla 50.- Comprobación de resistencia de las barras significativas de la cubierta parabólica

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N6/N434	14.30	3.500	23.468	0.000	-0.023	0.00	0.76	0.00	GV	Cumple
N508/N6	28.67	0.782	-19.404	0.043	-0.112	0.00	8.22	0.24	GV	Cumple

5.7.3. ELS Deformación - Flecha

La Tabla 51 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de flecha efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 51.- Comprobación de flecha de las barras significativas de la cubierta parabólica

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
	N6/N340	5.688	0.07	3.938	17.24	5.688	0.09	3.938
5.688		L/(>1000)	3.938	L/580.1	5.688	L/(>1000)	3.938	L/580.7
N365/N6	5.863	6.65	6.645	154.83	6.254	7.56	6.645	154.68
	5.863	L/(>1000)	6.645	L/80.8	5.863	L/(>1000)	6.645	L/80.9

5.7.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 52 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de Estado Límite Último efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 52.- Comprobación de ELU de las barras significativas de la cubierta parabólica

Barras	COMPROBACIONES (CÓDIGO ESTRUCTURAL)												Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z		M _t V _y
N6/N434	h = 6.5	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 3.938 m h = 8.0	x: 7 m h < 0.1	x: 0 m h = 0.3	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0.438 m h < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 3.5 m h = 14.3	x: 0.438 m h < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE h = 14.3
N508/N6	x: 6.254 m h = 0.8	x: 0 m h = 1.1	x: 0.782 m h = 27.0	x: 0 m h = 1.0	x: 6.254 m h = 0.3	h < 0.1	x: 0 m h < 0.1	x: 0 m h < 0.1	x: 0.782 m h = 28.7	x: 0 m h < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE h = 28.7

Notación:
N_t: Resistencia a tracción
N_c: Resistencia a compresión
M_y: Resistencia a flexión eje Y
M_z: Resistencia a flexión eje Z
V_y: Resistencia a corte Y
V_z: Resistencia a corte Z
M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados
NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
M_t: Resistencia a torsión
M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
x: Distancia al origen de la barra
h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

5.8. Cimentación

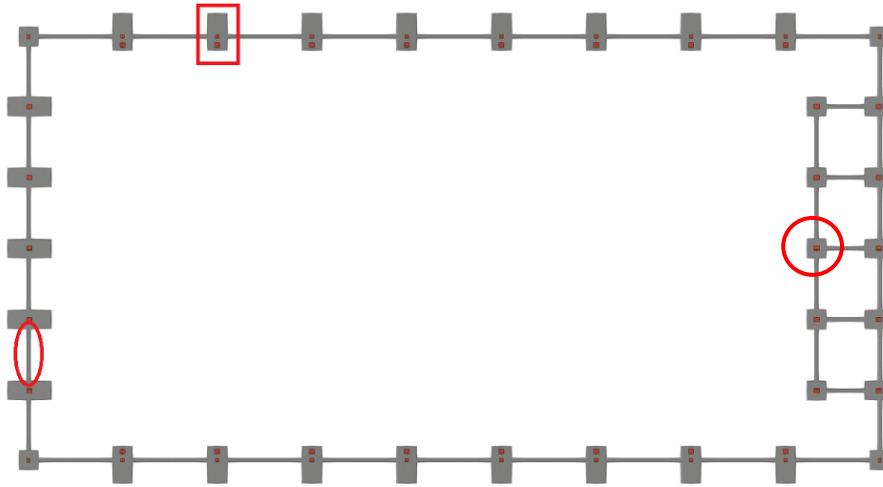


Figura 40.- Elementos significativos de la cimentación

La Figura 40 muestra los elementos de cimentación más significativos de los cuales se realizarán las comprobaciones pertinentes.

- Zapata rectangular excéntrica (N291-N537)
- Zapata cuadrada centrada N399
- Viga de atado [N375-N5]

5.8.1. Zapata rectangular excéntrica (N291-N537)

La Tabla 53 recoge los resultados de las comprobaciones efectuadas sobre la zapata.

Tabla 53.- Comprobaciones de la zapata rectangular excéntrica (N291-N537)

Referencia: (N291 - N537) Dimensiones: 210 x 395 x 75 Armados: Xi:Ø16c/18 Yi:Ø20c/30 Xs:Ø16c/18 Ys:Ø20c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE</i> <ul style="list-style-type: none"> - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: 	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0662175 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0563094 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.10173 MPa	Cumple Cumple Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> <ul style="list-style-type: none"> - En dirección X: - En dirección Y: 	Reserva seguridad: 65266.1 % Reserva seguridad: 181.6 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: <ul style="list-style-type: none"> - En dirección X: - En dirección Y: 	Momento: 73.95 kN·m Momento: 347.50 kN·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: <ul style="list-style-type: none"> - En dirección X: - En dirección Y: 	Cortante: 36.79 kN Cortante: 210.33 kN	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <ul style="list-style-type: none"> - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 455.2 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Criterio de CYPE</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 75 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: <ul style="list-style-type: none"> - N291: - N537: 	Calculado: 67 cm Mínimo: 30 cm Mínimo: 60 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1</i>	Mínimo: 0.00139	



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

Referencia: (N291 - N537) Dimensiones: 210 x 395 x 75 Armados: Xi:Ø16c/18 Yi:Ø20c/30 Xs:Ø16c/18 Ys:Ø20c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.00143	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.00143	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0014	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0014	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.2.1</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 30 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 30 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>49.5</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 31 cm Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 31 cm Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 33 cm Calculado: 181 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 43 cm Calculado: 43 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 31 cm Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 31 cm Calculado: 34 cm	Cumple



<p>Referencia: (N291 - N537) Dimensiones: 210 x 395 x 75 Armados: Xi:Ø16c/18 Yi:Ø20c/30 Xs:Ø16c/18 Ys:Ø20c/30</p>		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 24 cm Calculado: 113 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 24 cm Calculado: 24 cm	Cumple
<p>Longitud mínima de las patillas:</p>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 16 cm Calculado: 19 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 16 cm Calculado: 19 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 24 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
<p>Información adicional:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Zapata de tipo flexible (Criterio de CYPE) - Relación rotura pésima (En dirección X): 0.07 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.65 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 992.77 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 527.78 kN 		

5.8.2. Zapata cuadrada centrada N399

La Tabla 54 recoge los resultados de las comprobaciones efectuadas sobre la zapata.

Tabla 54.- Comprobaciones de la zapata cuadrada centrada N399

Referencia: N399 Dimensiones: 205 x 205 x 75 Armados: Xi:Ø20c/30 Yi:Ø20c/30 Xs:Ø20c/30 Ys:Ø20c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE</i> <ul style="list-style-type: none"> - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: 	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.124489 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.17815 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.249076 MPa	Cumple Cumple Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> <ul style="list-style-type: none"> - En dirección X: - En dirección Y: 	Reserva seguridad: 108885.2 % Reserva seguridad: 54.0 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: <ul style="list-style-type: none"> - En dirección X: - En dirección Y: 	Momento: 77.22 kN·m Momento: 161.49 kN·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: <ul style="list-style-type: none"> - En dirección X: - En dirección Y: 	Cortante: 35.32 kN Cortante: 69.26 kN	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <ul style="list-style-type: none"> - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 367.7 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Criterio de CYPE</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 75 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: <ul style="list-style-type: none"> - N399: 	Mínimo: 60 cm Calculado: 67 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.1.1</i> <ul style="list-style-type: none"> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y: 	Mínimo: 0.00139 Calculado: 0.00143 Calculado: 0.00143 Calculado: 0.00143 Calculado: 0.00143	Cumple Cumple Cumple Cumple

Referencia: N399 Dimensiones: 205 x 205 x 75 Armados: Xi:Ø20c/30 Yi:Ø20c/30 Xs:Ø20c/30 Ys:Ø20c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.2.1</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>49.5</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 36 cm Calculado: 36 cm Mínimo: 36 cm Calculado: 36 cm Mínimo: 31 cm Calculado: 31 cm Mínimo: 31 cm Calculado: 31 cm Mínimo: 36 cm Calculado: 36 cm Mínimo: 36 cm Calculado: 36 cm Mínimo: 31 cm Calculado: 31 cm Mínimo: 31 cm Calculado: 31 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

Referencia: N399		
Dimensiones: 205 x 205 x 75		
Armados: Xi:Ø20c/30 Yi:Ø20c/30 Xs:Ø20c/30 Ys:Ø20c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.15		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.30		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 514.73 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 514.73 kN		



5.8.3. Viga de atado [N375-N5]

La Tabla 55 recoge los resultados de las comprobaciones efectuadas sobre la zapata.

Tabla 55.- Comprobaciones de la viga de atado [N375-N5]

Referencia: C.1.1 [N375-N5] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø12 -Armadura inferior: 2Ø12 -Estribos: 1xØ8c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)</i>	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 24.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.8.2 (2)</i>	Mínimo: 3.5 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Norma Código Estructural. Artículo A19.9.2.2 (6)</i>	Máximo: 25.5 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Criterio de CYPE</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Norma Código Estructural. Artículo A19.9.8.3): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple)		
- No llegan estados de carga a la cimentación.		

5.9. Correas de cubierta

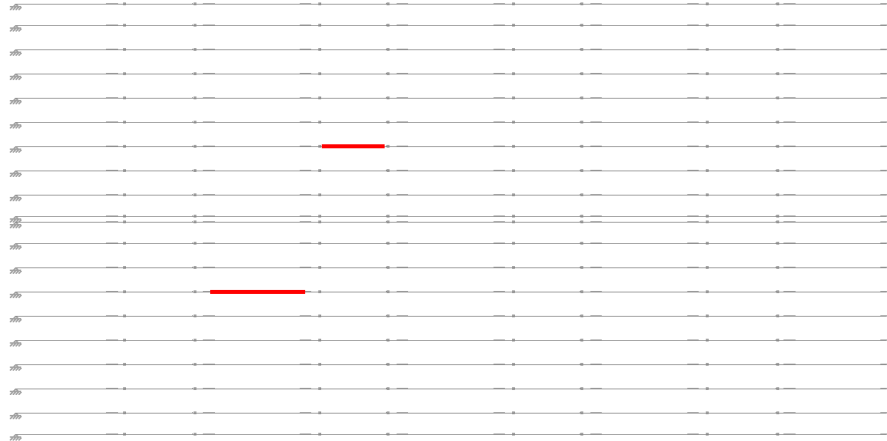


Figura 41.- Correas de cubierta significativas

La Figura 41 destaca en color rojo los tramos de correas de cubierta a estudiar. La diferencia que existe entre ambos elementos reside en las condiciones de contorno puesto que se adopta una configuración de correas Gerber según explica Rodríguez-Avial en su publicación [11] para salvar las grandes distancias entre pórticos del presente proyecto. Esta disposición consiste en la colocación específica de articulaciones que permiten el giro del nudo para conseguir igualar el área de los momentos positivos a la de los momentos negativos a lo largo de la correa continua. El posicionamiento de las rótulas se muestra en la Figura 42.

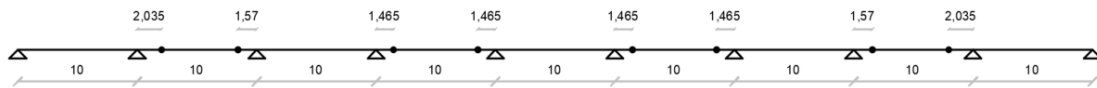


Figura 42.- Diseño de correas Gerber

5.9.1. Descripción

La Tabla 56 muestra una descripción de los elementos a comprobar:

Tabla 56.- Descripción de los tramos de correa significativos

Descripción									
Material Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	b _{xy}	b _{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
		N429/N430	N429/N430	IPE 200 (IPE)	7.070	0.00	0.00	-	-

5.9.2. Resistencia

La Tabla 57 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de resistencia efectuadas en los elementos más significativos.

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Tabla 57.- Comprobación de resistencia de los tramos de correa significativos

Comprobación de resistencia										
Barra	h (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N228/N201	64.80	0.000	-18.017	1.472	-18.691	0.00	-24.24	2.40	GV	Cumple
N429/N430	52.77	3.535	-19.176	0.000	0.000	0.00	23.28	1.17	GV	Cumple

5.9.3. ELS Deformación – Flecha

La Tabla 58 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de flecha efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 58.- Comprobación de flecha de los tramos de correa significativos

Flechas									
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz		Estado
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz		
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	
N228/N201	5.000	19.14	5.000	36.68	5.000	19.14	5.000	36.67	CUMPLE
	5.000	L/522.6	5.000	L/272.7	5.000	L/522.6	5.000	L/272.7	
N188/N161	5.000	16.01	5.000	16.73	5.000	17.07	5.000	16.73	CUMPLE
	5.000	L/607.7	8.535	L/298.0	5.000	L/607.8	8.535	L/298.1	

5.9.4. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

La Tabla 59 presenta los resultados obtenidos de las comprobaciones de Estado Límite Último efectuadas en los elementos más significativos.

Tabla 59.- Comprobación de ELU de los tramos de correa significativos

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	λ	$\lambda_{w, E}$	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_z$	M_t	$M_t V_z$		$M_t V_y$
N228/N201	$\lambda < 2.0$ Cumple	$\lambda_w E \lambda_{w, max}$ Cumple	$h = 2.2$	$h = 2.4$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 41.9$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 20.6$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 8.8$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 0.5$	$h < 0.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h < 0.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 64.8$	$h < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 64.8
N429/N430	$\lambda < 2.0$ Cumple	$x: 0.442 \text{ m}$ $\lambda_w E \lambda_{w, max}$ Cumple	$h = 2.3$	$h = 2.6$	$x: 3.535 \text{ m}$ $h = 40.2$	$x: 3.535 \text{ m}$ $h = 10.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 6.2$	$x: 0 \text{ m}$ $h = 0.4$	$x: 0.442 \text{ m}$ $h < 0.1$	$x: 0 \text{ m}$ $h < 0.1$	$x: 3.535 \text{ m}$ $h = 52.8$	$x: 0 \text{ m}$ $h < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 52.8

Notación:
 λ : Limitación de esbeltez
 $\lambda_{w, E}$: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
 N_t : Resistencia a tracción
 N_c : Resistencia a compresión
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 M_z : Resistencia a flexión eje Z
 V_z : Resistencia a corte Z
 V_y : Resistencia a corte Y
 $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 $N M_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados
 $N M_y M_z V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 $M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 $M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x : Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)

N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

5.10. Dimensionado del forjado

A partir del canto obtenido en el apartado anterior se procede a emplear el software de AIDEPLA (Asociación de fabricantes de placas alveolares) [9] para calcular el forjado.

Las losas cubrirán la totalidad de la entreplanta, formada por 4 vanos de 7'5 m y dos voladizos de 1'86 metros a cada uno de los lados. Los elementos que forman el forjado y que se introducen como datos en el software de cálculo son:

- Cargas aplicadas sobre una losa alveolar de canto 25+5 cm.
- Malla electrosoldada de reparto ME r5 15x15, no colaborante.
- Armado de negativos de acero B500S.
- Losa biapoyada sobre perfiles metálicos IPE y sin sopandado.

El esquema de apoyos (Figura 43) y los resultados obtenidos (Tabla 60) tras el cálculo mediante la aplicación de AIDEPLA [9] son:

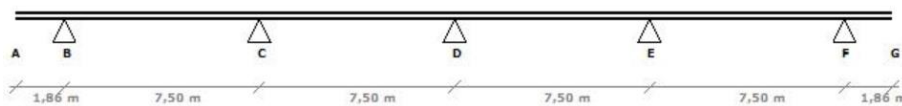


Figura 43.- Esquema de apoyos del forjado (Fuente: AIDEPLA [9])

Tabla 60.- Solicitaciones por vano (Fuente: AIDEPLA [9])

Vano	Ejecución	ELU Flexión	ELU Rasante	ELU Cortante	Incendio		ELS Fisuración [M0.2*]	SELECCIÓN
	Momento (M) (en m·kN)	Momento (M) (en m·kN/m)	Cortante (V) (en kN/m)	Cortante (V) (en kN/m)	Momento (M) (en m·kN/m)	Cortante (V) (en kN/m)	Momento (M) (en m·kN/m)	Tipo Alveoplaca
A-B	0,00	0,00	62,17	52,14	0,00	38,44	0,00	
B-C	44,22	93,58	67,67	64,96	58,19	42,59	55,04	
C-D	50,20	88,81	65,77	63,14	55,22	41,43	53,79	
D-E	50,20	88,81	67,84	65,13	55,22	42,70	53,79	
E-F	44,22	93,58	67,84	65,13	58,19	42,70	55,04	
F-G	0,00	0,00	32,15	26,97	0,00	20,00	0,00	

Para la comprobación de la placa alveolar se plantea la comprobación del ELU de Flexión, igual que en el predimensionado, obteniendo un momento último o máximo en el segundo y quinto vano de 93'58 kNm.

Adicionalmente, la aplicación comprueba los ELU. de Rasante, Cortante y Fisuración, así como el comportamiento de la losa ante una eventual situación de incendio, pero la interpretación de resultados queda fuera del alcance del presente Trabajo de Fin de Grado.

Finalmente, el programa calcula la armadura necesaria para soportar los momentos negativos, los cuales generan tracciones en la cara superior del forjado. El detalle de armados necesario se muestra en la Figura 44:

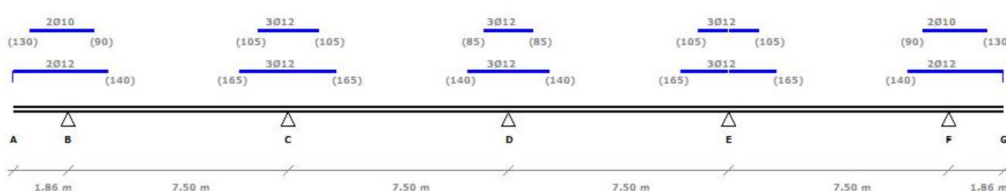


Figura 44.- Detalle de armados (Fuente: AIDEPLA)



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

III. PRESUPUESTO



1. MEDICIONES Y PRESUPUESTO

1.1. Capítulo 1 – Acondicionamiento del terreno

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
1.1	ADL005	m ²	Desbroce y limpieza del terreno.	4.750,000	1,04	4.940,00
	Desbroce y limpieza del terreno de topografía con desniveles mínimos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínimo 25 cm; y carga a camión.					
1.2	ADE002	m ³	Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos.	4.947,410	5,58	27.606,55
	Excavación a cielo abierto, en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, y carga a camión.					
1.3	ADT010	m ³	Transporte de tierras dentro de la obra.	4.947,410	0,89	4.403,19
	Transporte de tierras con camión de 12 t de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno dentro de la obra.					
TOTAL CAPÍTULO 1: ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO						36.949,74

1.2. Capítulo 2 – Cimentación

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
2.1	CRL010	m ²	Hormigón de limpieza.	346,900	7,78	2.698,88
	Capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, de 10 cm de espesor, de hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, en el fondo de la excavación previamente realizada.					
2.2	CSZ010	m ³	Zapatas de cimentación de hormigón armado.	185,280	197,96	36.678,03
	Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/B/20/XD2 fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m ³ . Incluso armaduras de espera del pilar, alambre de atar, y separadores.					
2.3	CAV010	m ³	Vigas de atado entre zapatas.	39,940	196,52	7.849,01
	Viga de atado de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/B/20/XD2 fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m ³ . Incluso alambre de atar, y separadores.					
2.4	UPG008	m ³	Muro de contención de hormigón armado para vaso de piscina.	168,75	144,53	24.389,44
	Muro de hormigón armado para vaso de piscina de superficie plana, de 3 m de altura y 25 cm de espesor, realizado con hormigón HA-30/B/20/XD2 fabricado en central, y vertido desde camión, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 22 kg/m ³ . Incluso tubos de PVC para paso de instalaciones, alambre de atar y separadores.					
TOTAL CAPÍTULO 2: CIMENTACIÓN						71.615,36

1.3. Capítulo 3 – Estructura

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
3.1	EAV010a	kg	Acero en barras	93.151,830	3,97	369.812,77
	Acero UNE-EN 10210-1 S355JR, en vigas formadas por piezas simples de perfiles huecos acabados en caliente de las series redondo, cuadrado o rectangular, acabado galvanizado en caliente, con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m.					
	Cordones de celosía de cubierta.			27.530,920		
	Barras de relleno de celosía de cubierta.			12.312,870		
	Cordones de pilar compuesto.			10.448,610		
	Barras de relleno de pilar compuesto.			9.268,520		
	Pilares de fachada.			13.559,370		
	Sistema de bastidores y tornapuntas			14.180,830		
Entreplanta.			5.850,710			
3.2	EAV010f	kg	Tirantes CSA y VCV.	49.950,950	3,75	187.316,06
	Acero UNE-EN 10025 S355JR, en vigas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series L, LD, T, redondo, cuadrado, rectangular o pletina, acabado galvanizado en caliente, con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m.					
3.3	EAT030	kg	Correas metálicas.	45.134,520	2,80	126.376,66
	Acero UNE-EN 10025 S275JR, en correas metálicas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, HEB, HEA, HEM o UPN, acabado galvanizado en caliente, fijadas a las cerchas con uniones soldadas en obra.					
3.4	EAS006a	Ud	Placa de anclaje tipo 1.	4,000	66,01	264,04
	Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S355JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central, de 250x250 mm y espesor 20 mm, y montaje sobre 4 pernos de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 20 mm de diámetro y 50 cm de longitud total, embutidos en el hormigón fresco, y atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca una vez endurecido el hormigón del cimiento. Incluso mortero autonivelante expansivo para relleno del espacio resultante entre el hormigón endurecido y la placa y protección anticorrosiva aplicada a las tuercas y extremos de los pernos.					
3.5	EAS006b	Ud	Placa de anclaje tipo 2.	10,000	235,76	2.376,66
	Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S355JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central, de 500x600 mm y espesor 20 mm, y montaje sobre 8 pernos de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 25 mm de diámetro y 55 cm de longitud total, embutidos en el hormigón fresco, y atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca una vez endurecido el hormigón del cimiento. Incluso mortero autonivelante expansivo para relleno del espacio resultante entre el hormigón endurecido y la placa y protección anticorrosiva aplicada a las tuercas y extremos de los pernos.					



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

3.6	EAS006c	Ud	Placa de anclaje tipo 3.	16,000	95,08	1.521,28
	Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S355JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central, de 400x400 mm y espesor 15 mm, y montaje sobre 4 pernos de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 16 mm de diámetro y 30 cm de longitud total, embutidos en el hormigón fresco, y atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca una vez endurecido el hormigón del cimiento. Incluso mortero autonivelante expansivo para relleno del espacio resultante entre el hormigón endurecido y la placa y protección anticorrosiva aplicada a las tuercas y extremos de los pernos.					
3.7	EAS006d	Ud	Placa de anclaje tipo 4.	5,000	182,86	914,30
	Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S355JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central, de 450x550 mm y espesor 20 mm, y montaje sobre 4 pernos de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 25 mm de diámetro y 60 cm de longitud total, embutidos en el hormigón fresco, y atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca una vez endurecido el hormigón del cimiento. Incluso mortero autonivelante expansivo para relleno del espacio resultante entre el hormigón endurecido y la placa y protección anticorrosiva aplicada a las tuercas y extremos de los pernos.					
3.8	EAS006e	Ud	Placa de anclaje tipo 5.	16,000	140,55	2.248,80
	Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S355JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central, de 450x450 mm y espesor 15 mm, y montaje sobre 8 pernos de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 20 mm de diámetro y 60 cm de longitud total, embutidos en el hormigón fresco, y atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca una vez endurecido el hormigón del cimiento. Incluso mortero autonivelante expansivo para relleno del espacio resultante entre el hormigón endurecido y la placa y protección anticorrosiva aplicada a las tuercas y extremos de los pernos.					
TOTAL CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA						690.811,50

1.4. Capítulo 4 – Forjado y solado

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
4.1	ANS010	m ²	Solera de hormigón armado.	4.750,000	22,79	108.252,50
	Solera de hormigón armado de 15 cm de espesor, realizada con hormigón HA-30/B/20/XD2 fabricado en central, y vertido desde camión, y malla electrosoldada ME 15x15 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080 como armadura de reparto, colocada sobre separadores homologados, extendido y vibrado mecánico mediante extendedora, sin tratamiento de su superficie; con juntas de retracción de 5 mm de espesor, mediante corte con disco de diamante. Incluso panel de poliestireno expandido de 3 cm de espesor, para la ejecución de juntas de dilatación.					
4.2	EPF010	m ²	Losas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado.	232,230	128,33	29.802,08
	Losas de 25 + 5 cm de canto, realizada con placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, de 25 cm de canto y 120 cm de anchura, con momento flector último de 97 kN·m/m, con altura libre de planta de entre 3 y 4 m, apoyada directamente sobre vigas de canto o muros de carga; relleno de juntas entre placas alveolares, zonas de enlace con apoyos y capa de compresión, realizados con hormigón HA-30/B/20/XD2 fabricado en central, y vertido con cubilote, acero B 500 S en zona de negativos, con una cuantía aproximada de 4 kg/m ² , y malla electrosoldada ME 15x15 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080. Incluso piezas de acero UNE-EN 10025 S275JR tipo Omega, en posición invertida, laminado en caliente, con recubrimiento galvanizado, 1 kg/m ² , para el apoyo de las placas en los huecos del forjado, alambre de atar y separadores.					
4.3	RSH020	m ²	Pavimento vinílico deportivo indoor.	232,230	28,81	6.690,55
	Pavimento vinílico indoor multiusos, de 3 mm de espesor, formado por una capa de uso de PVC duro, reforzada con una malla de fibra de vidrio, sobre una capa de espuma de alta densidad con estructura celular cerrada, suministrado en rollos, color a elegir, peso 2,2 kg/m ² , altura de rebote de pelota según UNE-EN 12235 >= 90%, resistencia al fuego según UNE-EN 13501-1 Bfl-s1, con tratamiento fotorreticulado (antihumedad, antiquemaduras, deslizamiento controlado), fungiestático y bacteriostático, instalado sobre una base soporte sin riesgo de humedad ascendente (no incluida en este precio) y fijado con adhesivo de contacto.					
4.4	RSG012	m ²	Solado de mosaico de gres.	1.911,390	20,81	39.776,03
	Solado de mosaico de gres esmaltado, de 5x5 cm, 8 €/m ² , capacidad de absorción de agua E<3%, grupo BIb, resistencia al deslizamiento Rd>45, clase 3, recibidas con adhesivo cementoso de uso exclusivo para interiores, Ci sin ninguna característica adicional, color gris y rejuntadas con mortero de juntas cementoso mejorado, con absorción de agua reducida y resistencia elevada a la abrasión tipo CG 2 W A, color gris, para juntas de 2 a 15 mm.					
TOTAL CAPÍTULO 4: FORJADO Y SOLADO						184.521,16

1.5. Capítulo 5 – Fachadas y particiones

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
5.1	FFM030	m ²	Fábrica de bloque cerámico aligerado.	2.290,600	20,32	46.544,99
	Hoja exterior de medianera de dos hojas, de 14 cm de espesor, de fábrica de bloque cerámico aligerado machihembrado, 30x19x14 cm, para revestir, con juntas horizontales de 10 mm de espesor, junta rehundida, recibida con mortero de cemento industrial, color gris, M-5, suministrado a granel.					
5.2	FAS020	m ²	Revestimiento exterior de fachada.	2.290,600	146,88	336.443,33
	Revestimiento exterior de fachada ventilada, de paneles composite Stacbond FR "STRUGAL", de 4 mm de espesor total, formados por una lámina de aluminio en la cara interior de 0,5 mm de espesor y una lámina exterior de aleación de aluminio EN AW-5005, con acabado lacado, con una capa de PVDF Kynar de 22 a 40 micras de espesor, pretratamiento libre de cloro en ambas láminas, y núcleo intermedio de baja densidad, de 3 mm de espesor, Euroclase B-s1, d0 de reacción al fuego, en forma de placas; colocación en posición vertical mediante el sistema de anclaje visto con remaches STB-Remachado, sobre subestructura soporte de aleación de aluminio. Incluso tirafondos y anclajes mecánicos de expansión de acero inoxidable A2, para la fijación de la subestructura soporte.					
5.3	FUD020	Ud	Partición acristalada fija, sin perfiles verticales.	53,000	718,90	38.101,70
	Partición acristalada fija, sin perfiles verticales, de 400 cm de anchura y 300 cm de altura total, formada por: perfiles de aluminio lacado color blanco y vidrio laminar de seguridad, 4+4 mm, incoloro, clasificación de prestaciones 2B2, según UNE-EN 12600.					
TOTAL CAPÍTULO 5: FACHADAS Y PARTICIONES						421.090,02

1.6. Capítulo 6 – Elementos constructivos de cubierta

Nº	Código	Ud	Descripción	Medición	Precio (€/Ud)	Importe (€)
	QUM020	m ²	Cobertura de paneles sándwich aislantes, de acero.	2.923,960	33,52	98.011,14
6.1	Cobertura de paneles sándwich aislantes de acero, con la superficie exterior grecada y la superficie interior lisa, de 30 mm de espesor y 1000 mm de anchura, formados por doble cara metálica de chapa estándar de acero, acabado prelacado, de espesor exterior 0,5 mm y espesor interior 0,5 mm y alma aislante de poliuretano de densidad media 40 kg/m ³ , y accesorios, colocados con un solape del panel superior de 200 mm y fijados mecánicamente sobre entramado ligero metálico, en cubierta inclinada, con una pendiente mayor del 10%. Incluso accesorios de fijación de los paneles sándwich, cinta flexible de butilo, adhesiva por ambas caras, para el sellado de estanqueidad de los solapes entre paneles sándwich y pintura antioxidante de secado rápido, para la protección de los solapes entre paneles sándwich.					
	QLL010	m ²	Lucernario de placas translúcidas.	756,760	302,69	229.063,68
6.2	Lucernario a un agua con una luz máxima entre 3 y 8 m revestido con placas de polimetacrilato de metilo incoloras de 6 mm de espesor.					
TOTAL CAPÍTULO 6: ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE CUBIERTA						327.074,82

2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

	Importe (€)
CAPÍTULO 1 - ACTUACIONES PREVIAS	36.949,74
CAPÍTULO 2 - CIMENTACIONES	71.615,36
CAPÍTULO 3 - ESTRUCTURA METÁLICA	690.811,50
CAPÍTULO 4 - FORJADO Y SOLADO	184.521,16
CAPÍTULO 5 - FACHADAS Y PARTICIONES	421.090,02
CAPÍTULO 6 - ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE CUBIERTA	327.074,82
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (PEM) :	1.732.062,60

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de **UN MILLÓN SETECIENTOS TREINTA Y DOS MIL SESENTA Y DOS EUROS CON SESENTA CÉNTIMOS.**

3. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN

	Importe (€)
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (P.E.M)	1.732.062,60
13% de gastos generales	225.168,14
6% de beneficio industrial	103.923,76
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA (P.E.C)	2.061.154,50
21% de I.V.A.	432.842,45
TOTAL PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	2.493.996,95

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de **DOS MILLONES CUATROCIENTOS NOVENTA Y TRES MIL NOVECIENTOS NOVENTA Y SEIS EUROS CON NOVENTA Y CINCO CÉNTIMOS.**

4. ANÁLISIS DEL PRESUPUESTO

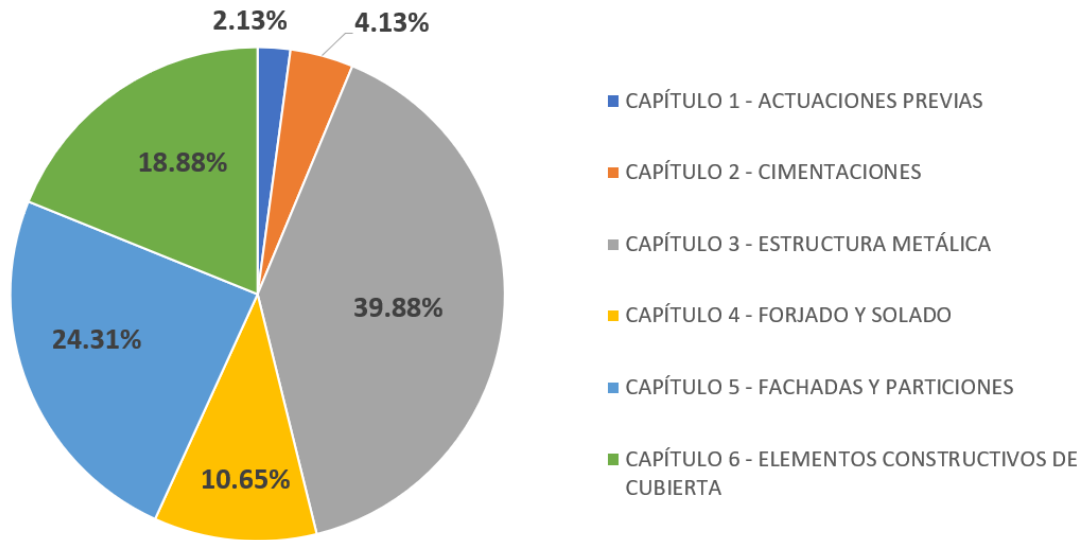


Figura 45.- Gráfico de distribución de costes por capítulos

La Figura 45 muestra cómo se distribuyen los gastos en el PEM del presente proyecto y permite extraer diversas conclusiones:

El capítulo que más impacto económico genera es la estructura metálica. Las grandes luces a cubrir junto con la altura del edificio obligan a emplear perfiles de grandes dimensiones y espesores aumentando la cantidad de acero a necesitar.

Le sigue el capítulo que hace referencia a fachadas y particiones. En este caso los paneles de composite y los cerramientos acristalados situados a más de 3 metros en las fachadas verticales encarecen el presupuesto debido a la mano de obra y a los materiales necesarios.

Con un porcentaje muy similar, el capítulo de los elementos de la cubierta es el tercero que más destaca. Los grandes lucernarios de polimetacrilato, dispuestos para mejorar la luminosidad, aumentan el coste del proyecto en aproximadamente 303€ el metro cuadrado.

Estos tres capítulos suponen el 83'07% del presupuesto de ejecución material del proyecto. Para optimizar los gastos se puede optar por configuraciones más ligeras o materiales más económicos y que requieran de menos mano de obra cualificada en los cerramientos.



Diseño y cálculo de la estructura portante de una piscina
cubierta de 4050 m² de superficie situada en Valencia.

IV. PLANOS





- 1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO**
- 2. REPLANTEO**
- 3. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA**
- 4. CERRAMIENTOS EXTERIORES**
- 5. PLANTA CUBIERTA Y CORREAS**
- 6. VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA**
- 7. CIMENTACIÓN**
- 8. DETALLES DE ZAPATAS Y VIGAS DE ATADO**
- 9. FORJADO ENTREPLANTA**
- 10. PÓRTICO INTERIOR (Alineaciones B, D, E, F, G y I)**
- 11. PÓRTICO DE FACHADA (Alineación A)**
- 12. FACHADA LATERAL (Alineaciones 1 y 7)**
- 13. ALZADO LATERAL (Alineaciones 3 y 5)**
- 14. CUBIERTA**



TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES



Proyecto: **DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE UNA PISCINA CUBIERTA DE 4050 m² DE SUPERFICIE SITUADA EN VALENCIA**

Plano: **SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO**

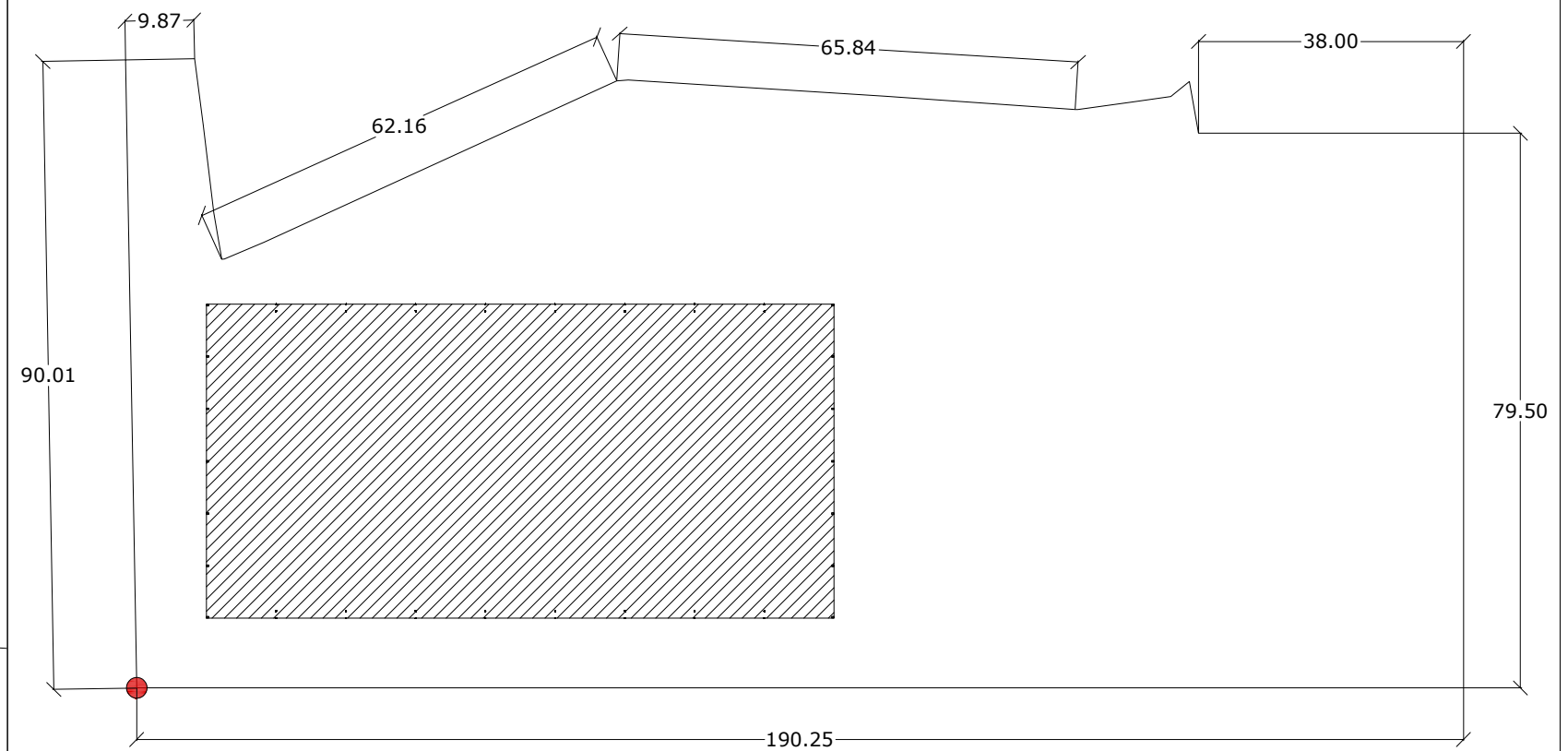
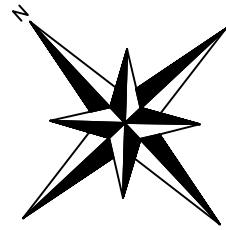
Autor: **Adrián Jurado Boyero**

Fecha: **Junio 2022**

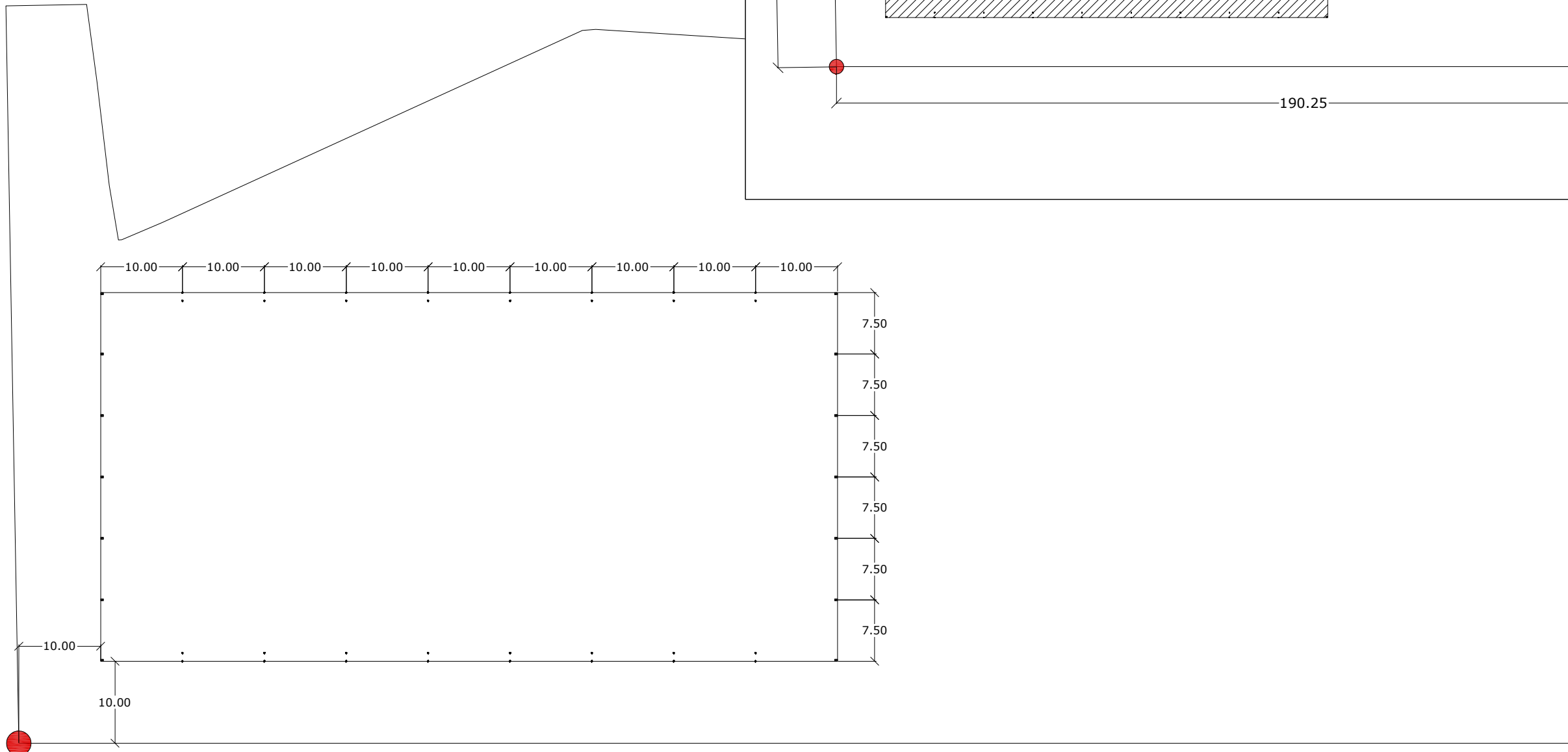
Escala: **VARIAS**

Nº Plano:

01



1:1000

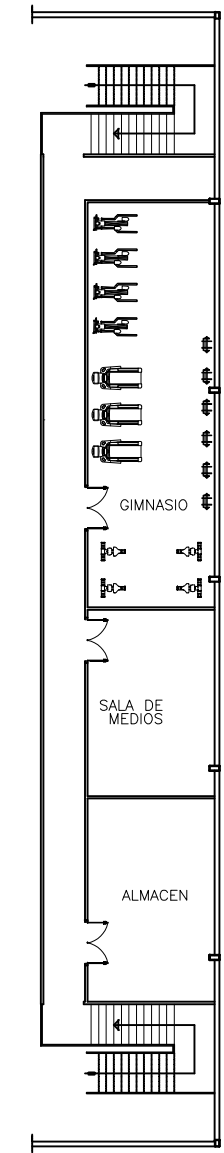
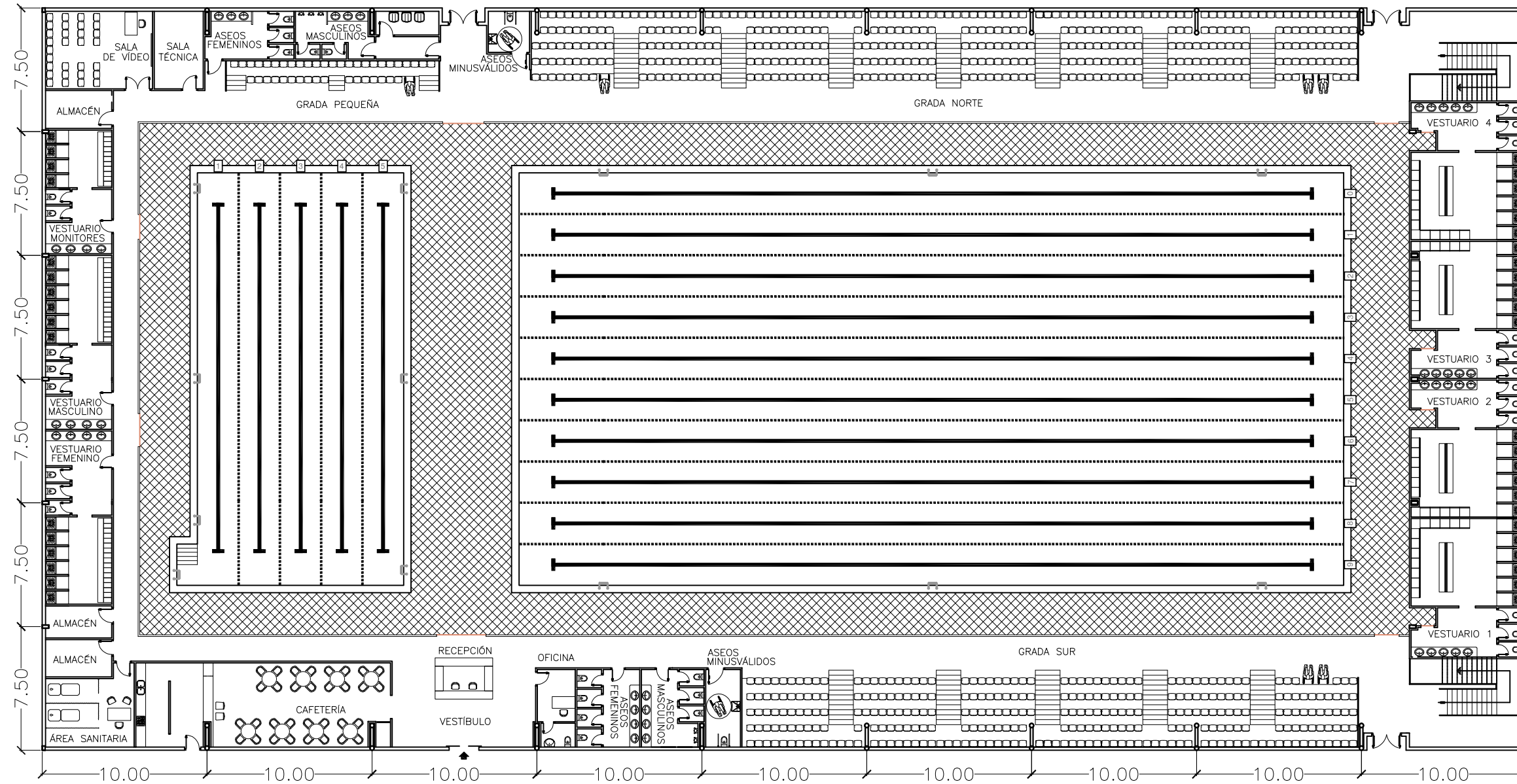


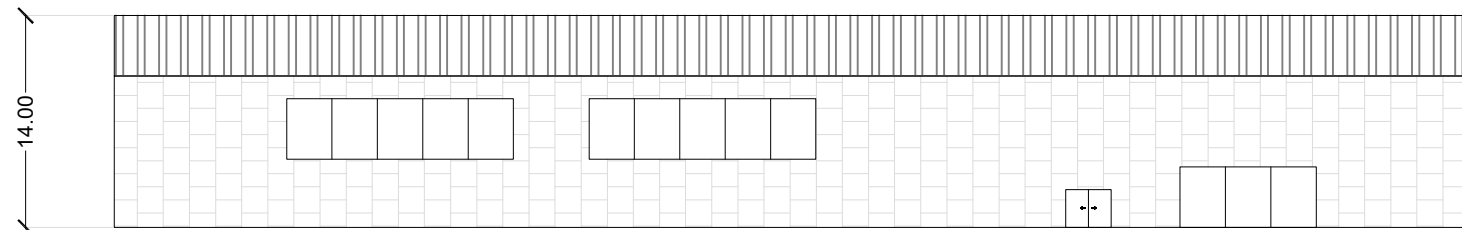
1:600

Nota: Cotas en metros.

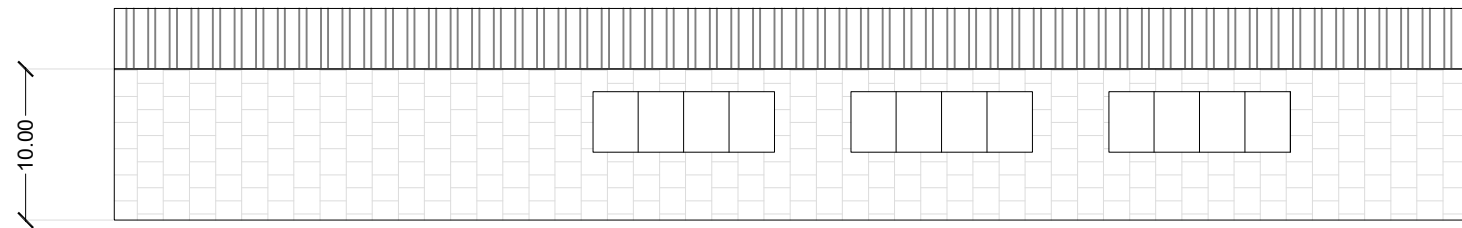
Planta Baja

Planta Altillo

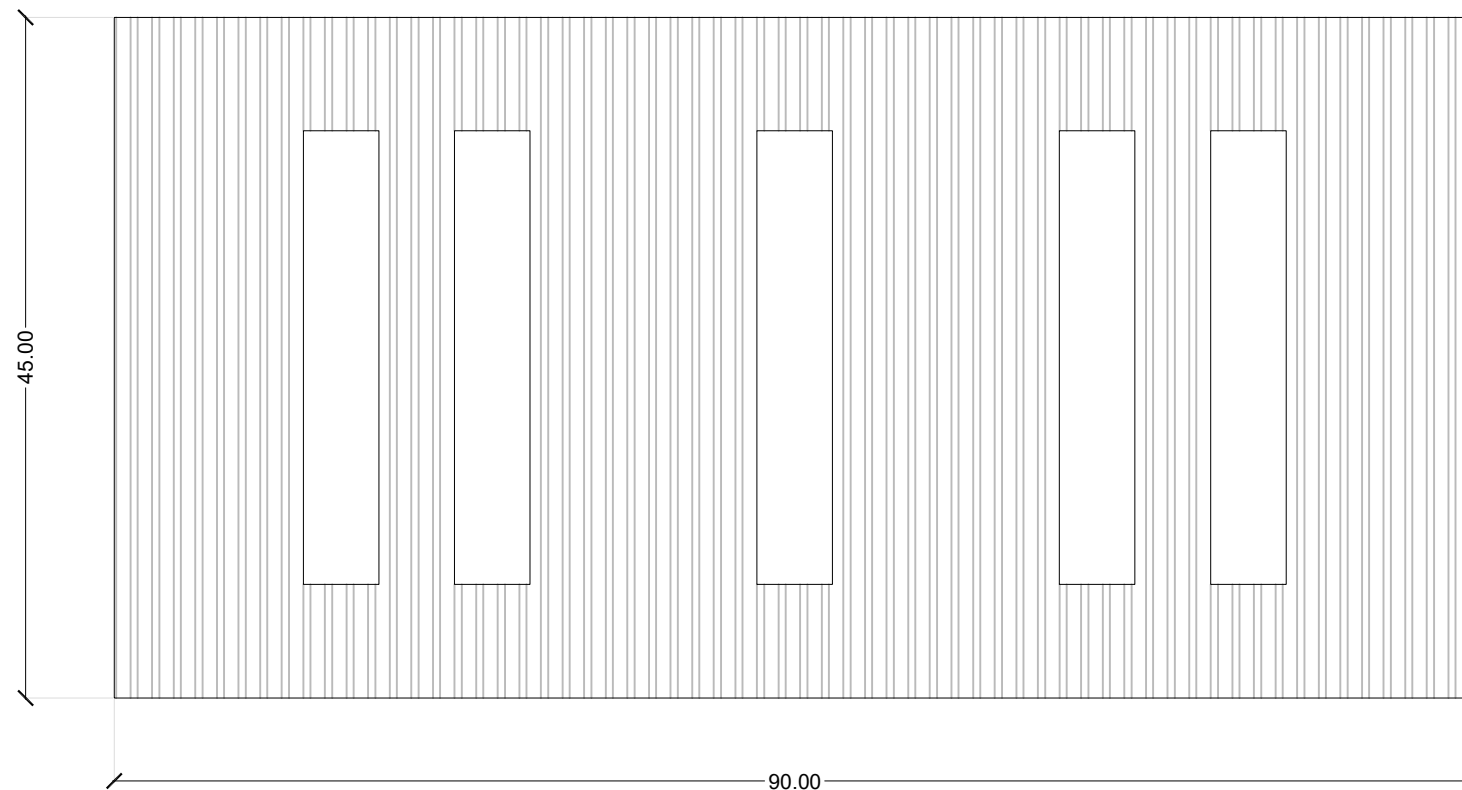




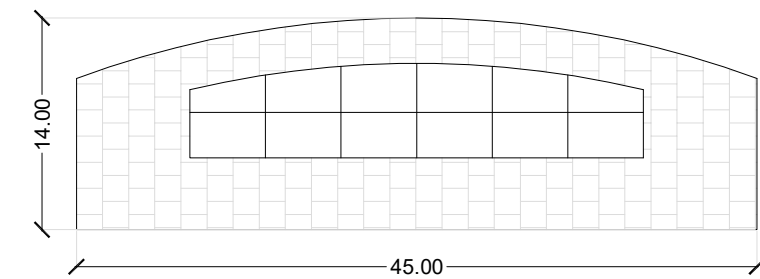
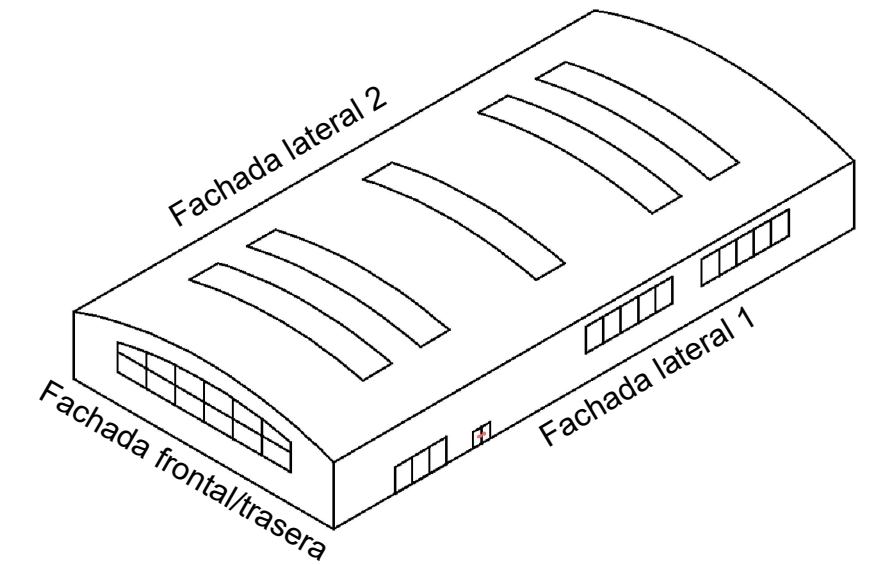
FACHADA LATERAL 2



FACHADA LATERAL 1

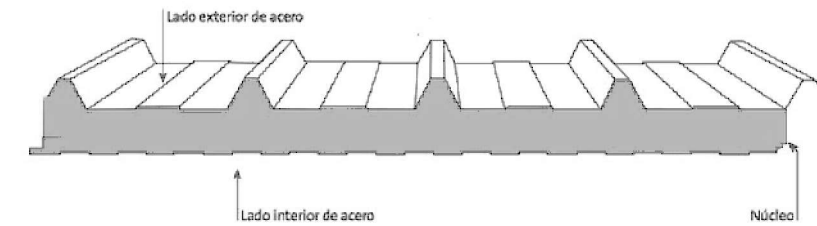


CUBIERTA

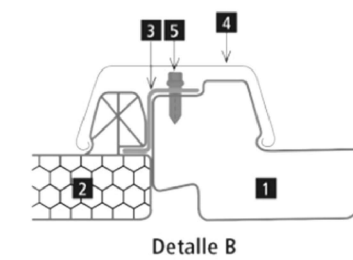


FACHADA FRONTAL / TRASERA

Sección panel de sandwich de cubierta

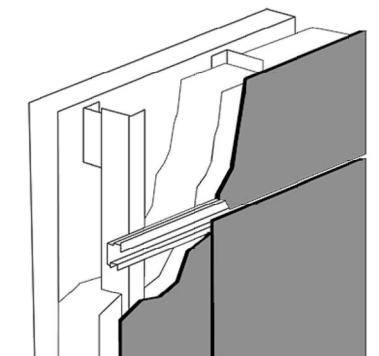


Detalle junta de unión panel-lucernario

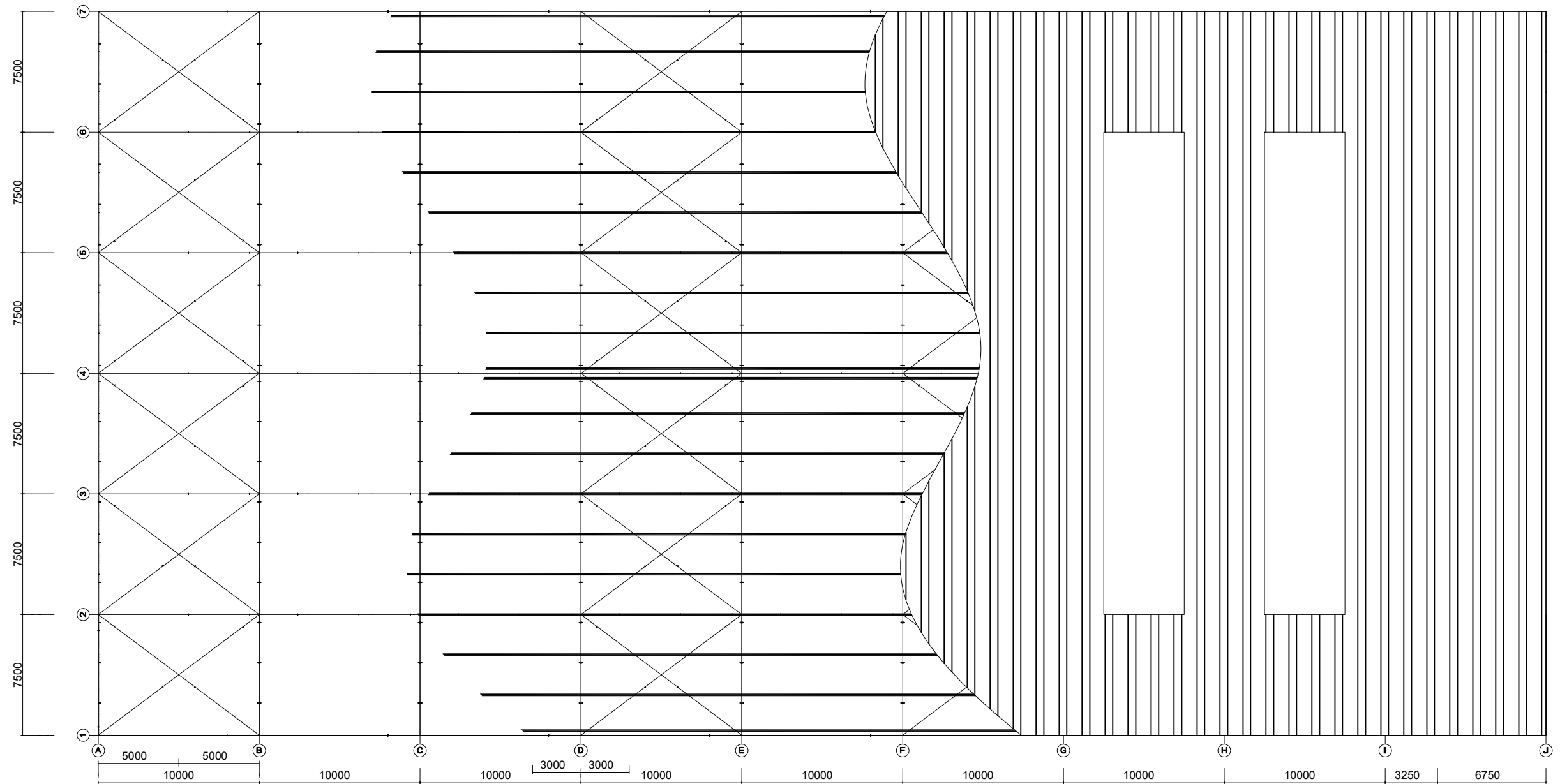


- 1.- Panel metálico sandwich
- 2.- Policarbonato celular 30mm espesor
- 3.- Grapa antidescuelgue
- 4.- Tapajuntas
- 5.- Tornillo

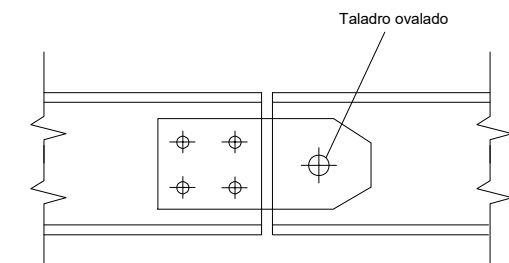
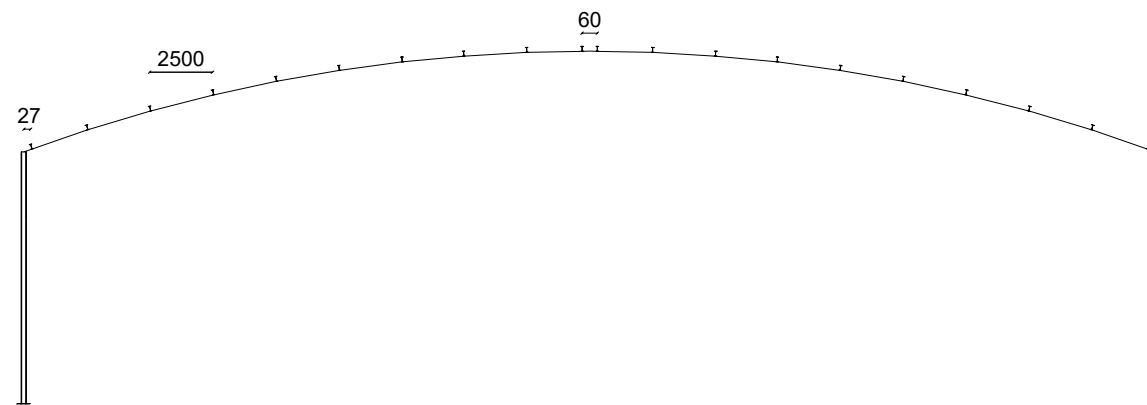
Sección cerramiento vertical exterior



Nota: Cotas en metros



Detalle de la articulación entre correas Gerber

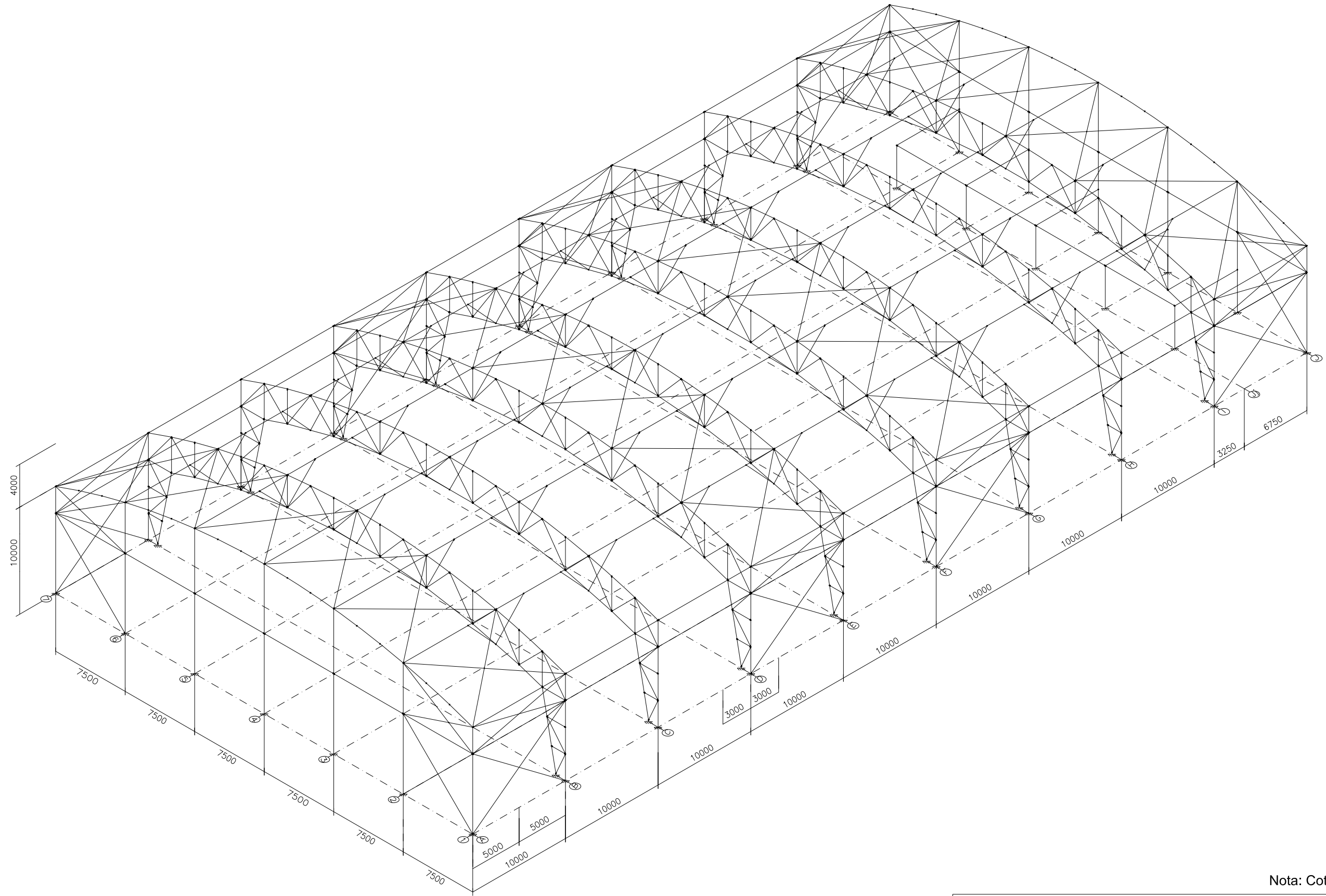


Nota: El taladro ovalado o coliso puede actuar como junta de dilatación en la parte de la cubierta

Correas en cubiertas

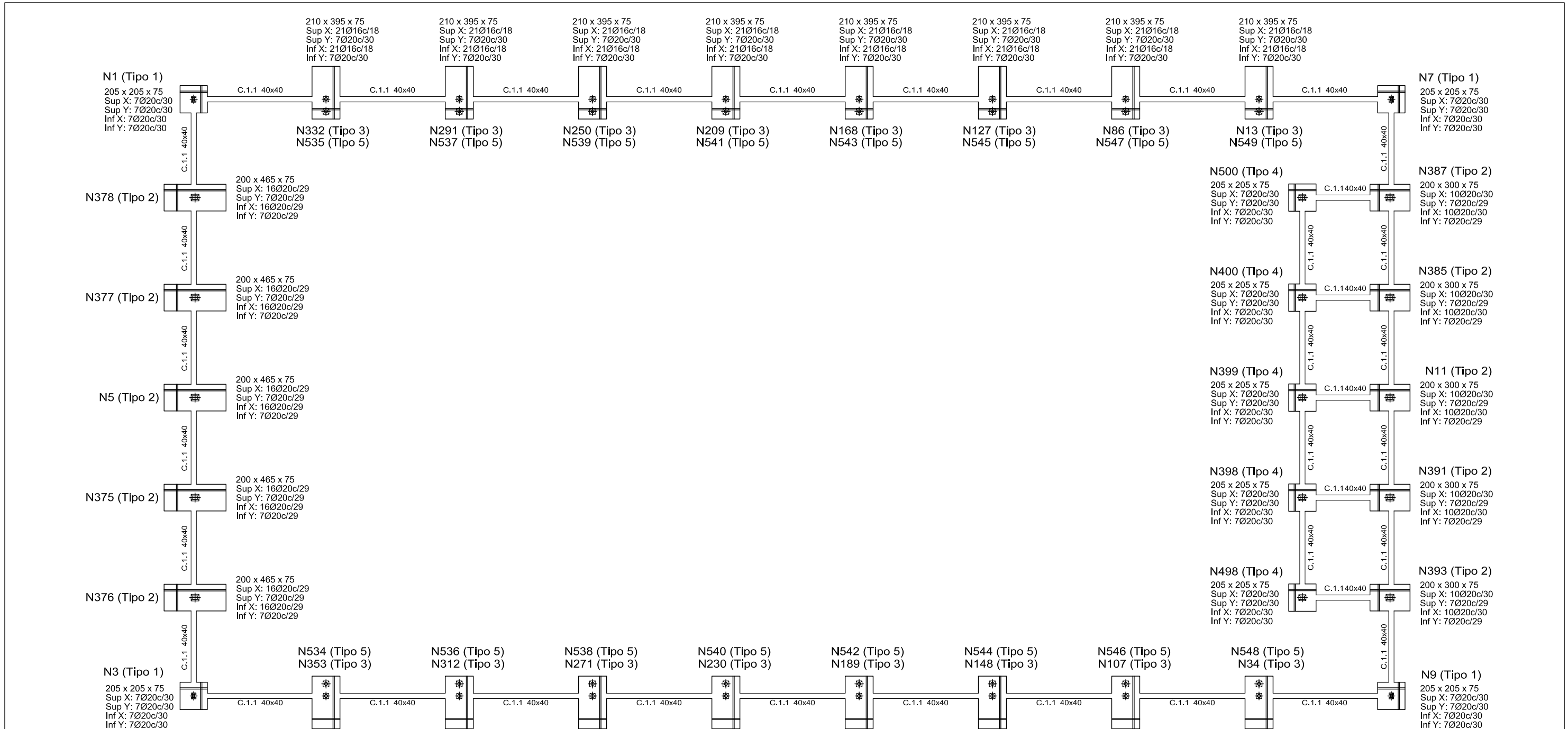
Separación de pórticos: 10.00 m
 Tipo de acero: S275
 Tipo de perfil: IPE 200
 Separación en proyección vertical: 2.50 m
 Número de correas: 20
 Peso lineal: 22.40 kg/m

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}	
Perfiles laminados en caliente S 3555 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$	



Nota: Cotas en milímetros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente	S 3555 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

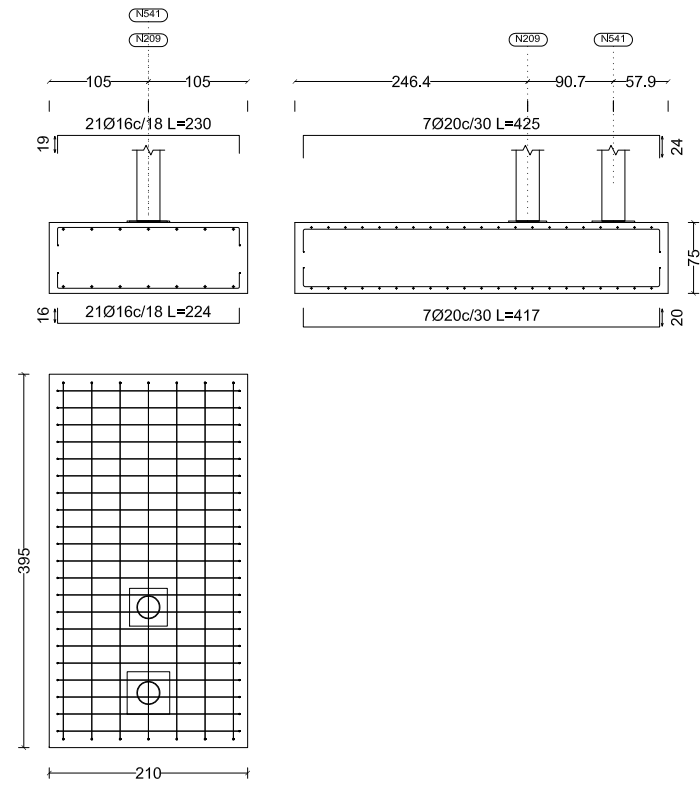


CUADRO DE ARRANQUES		
Referencias	Pernos de Placas de Anclaje	Dimensión de Placas de Anclaje
N378, N377, N5, N375, N376, N393, N391, N11, N385 y N387	8 Pernos Ø 25	Placa base (500x600x20)
N3, N1, N7 y N9	4 Pernos Ø 20	Placa base (350x450x20)
N500, N400, N399, N398 y N498	4 Pernos Ø 25	Placa base (450x550x20)
N353, N312, N271, N230, N189, N148, N107, N34, N13, N86, N127, N168, N209, N250, N291 y N332	4 Pernos Ø 16	Placa base (400x400x15)
N534, N536, N538, N540, N542, N544, N546, N548, N549, N547, N545, N543, N541, N539, N537 y N535	8 Pernos Ø 20	Placa base (450x450x15)

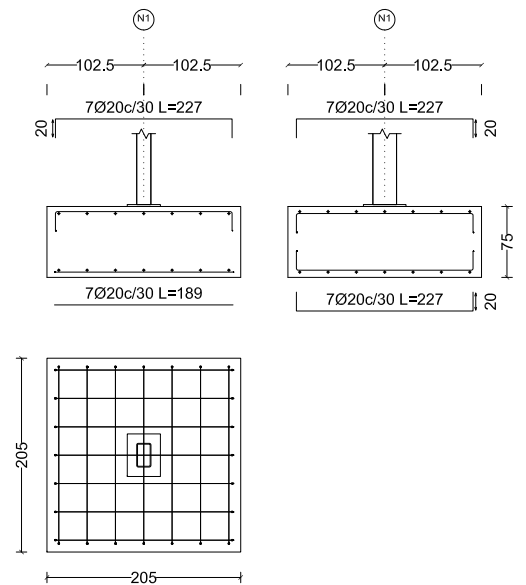
Características de los materiales - Zapatas de cimentación									
Materiales	Hormigón					Acero			
	Control		Características			Control		Características	
Elemento	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	
Zapatas	Estadístico	γ = 1.50	HA-30/B/20/XD2	Plástica e blanda (8-15 cm)	20 mm	Normal	γ = 1.15	B500S	
Vigas de atado	Estadístico	γ = 1.50	HA-30/B/20/XD2	Plástica e blanda (8-15 cm)	20 mm	Normal	γ = 1.15	B500S	
Ejecución (Acciones)	Normal	γ = 1.35	Adaptado a la Instrucción CTE Db-Cimientos						
Exposición/ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigón de limpieza			X0	XD1	XD2	XD3	
Recubrimientos nominales (mm)	80	Ver Exposición/Ambiente			30	30	30	30	

Notas	
- Control Estadístico en CE - Solapes según CE - El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ...	
Datos geotécnicos	Recubrimientos nominales
- Tensión admisible del terreno considerada = 0.20 MPa (2.00 Kg/cm ²)	<ol style="list-style-type: none"> Recubrimiento con hormigón de limpieza 4 cm. Recubrimiento superior libre 4/5 cm. Recubrimiento lateral contacto terreno ≥ 8 cm. Recubrimiento lateral libre 4/5 cm.

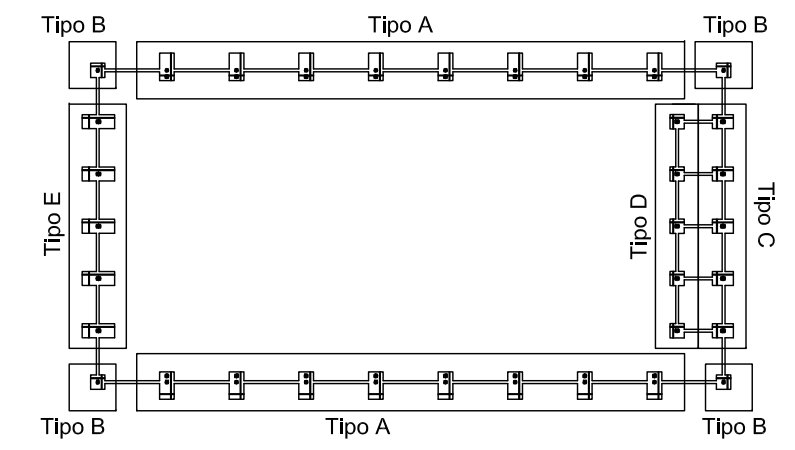
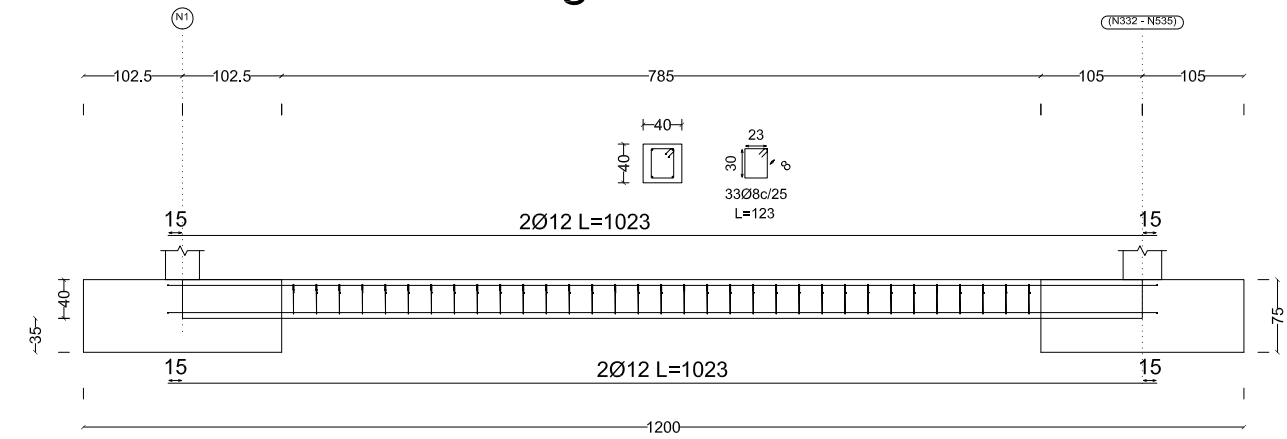
Tipo A



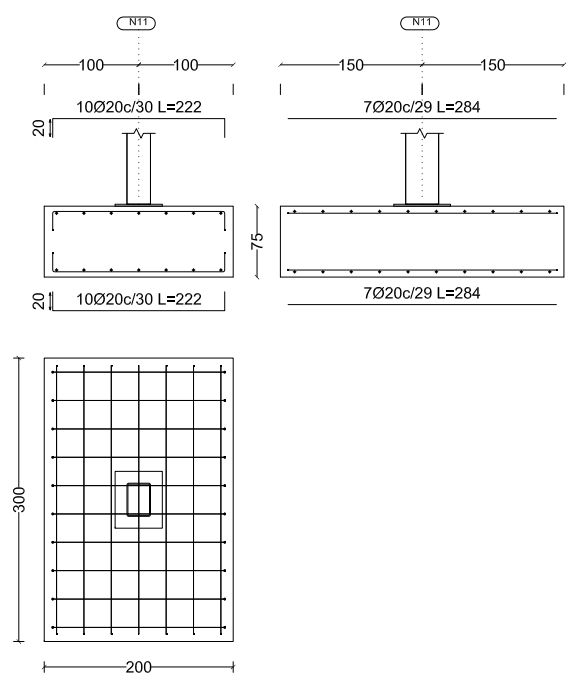
Tipo B



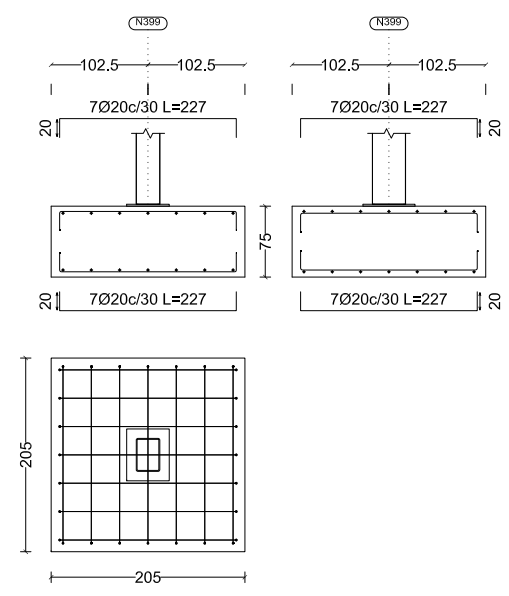
Viga de atado



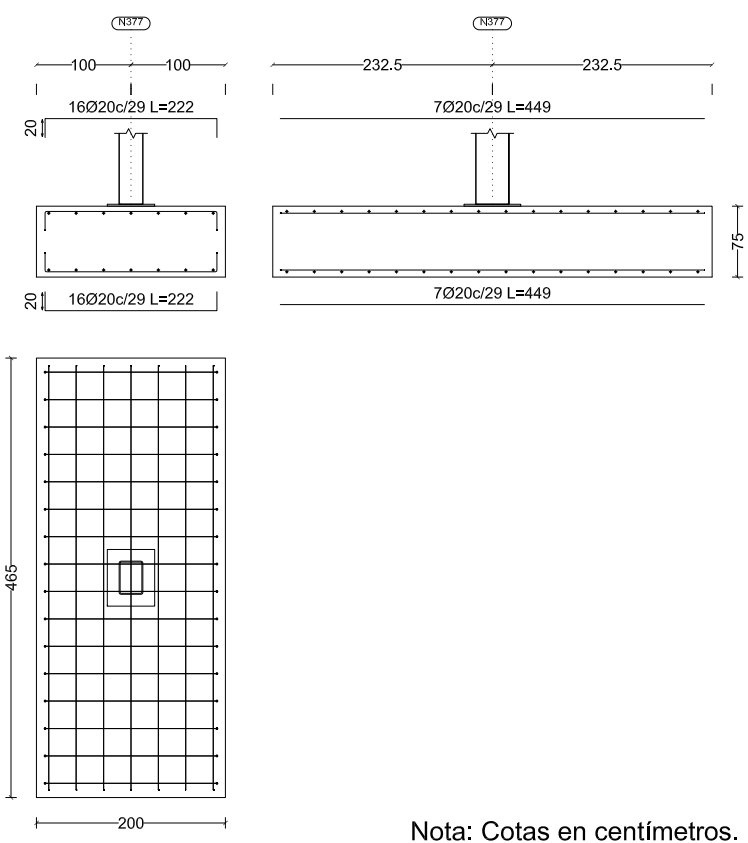
Tipo C



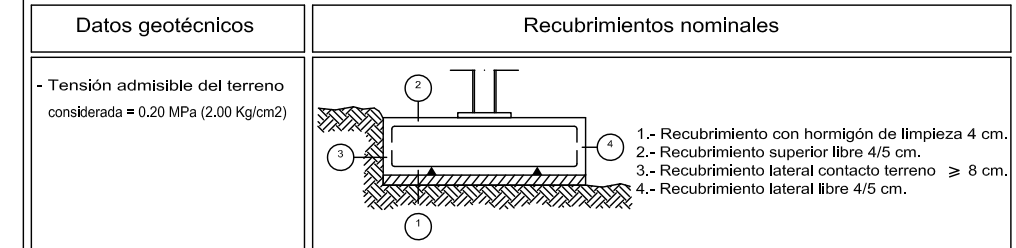
Tipo D



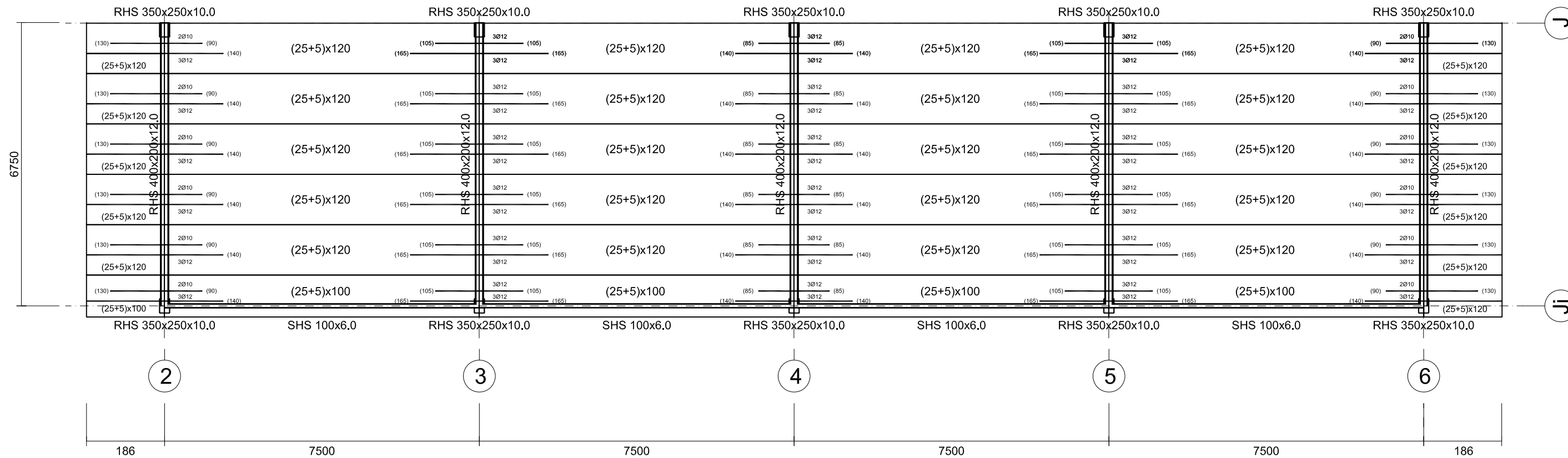
Tipo E



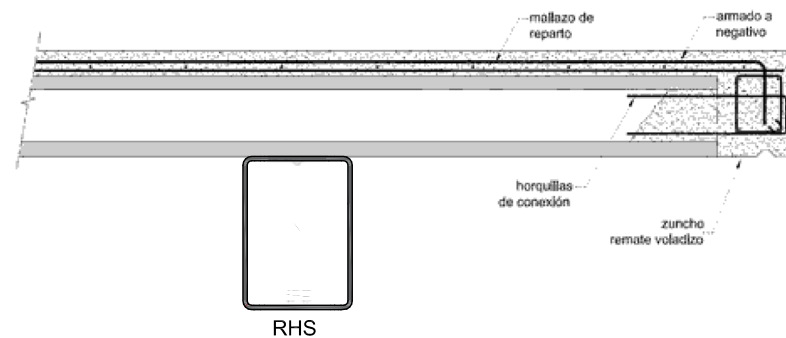
Características de los materiales - Zapatas de cimentación									
Materiales	Hormigón				Acero				
	Control		Características		Control		Características		
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	
Zapatas	Estadístico	$\gamma_c=1,50$	HA-30/B/20/XD2	Plástica a blanda (9-15 cm)	20 mm	Normal	$\gamma_s=1,15$	B500S	
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_c=1,50$	HA-30/B/20/XD2	Plástica a blanda (9-15 cm)	20 mm	Normal	$\gamma_s=1,15$	B500S	
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1,35$ $\gamma_Q=1,50$	Adaptado a la Instrucción CTE Db-Cimientos						
Exposición/ambiente	Terreno		Terreno protegido u hormigón de limpieza	X0	XD1	XD2		XD3	
Recubrimientos nominales (mm)	80		Ver Exposición/Ambiente	30	30	30		30	



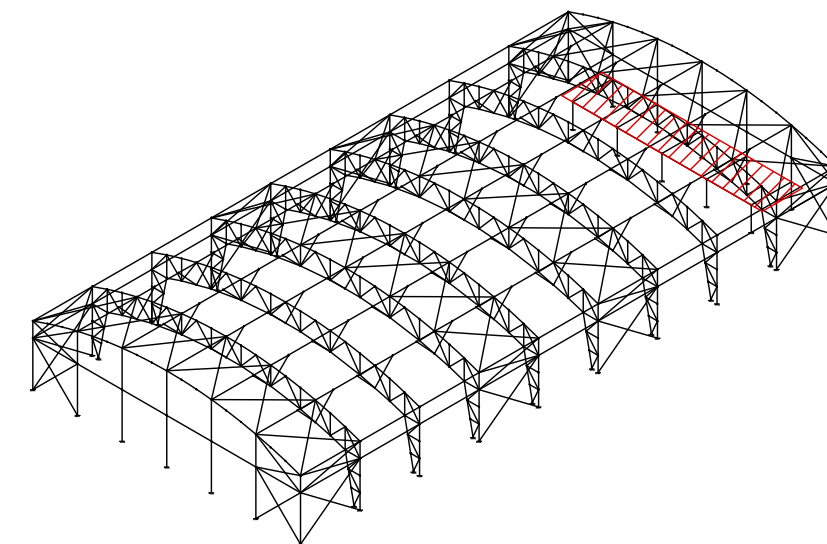
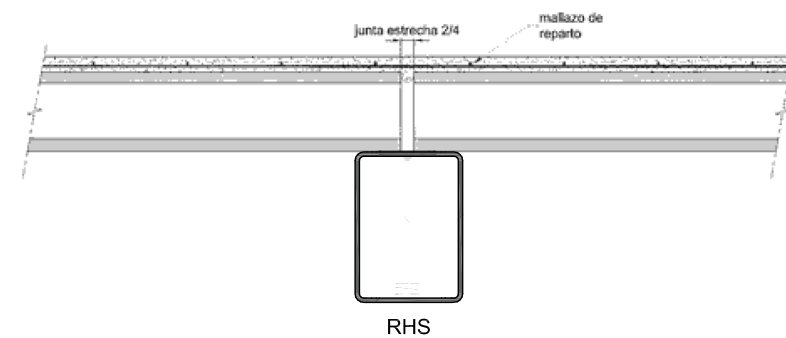
Nota: Cotas en centímetros.



Detalle apoyo en voladizo sobre perfil metálico



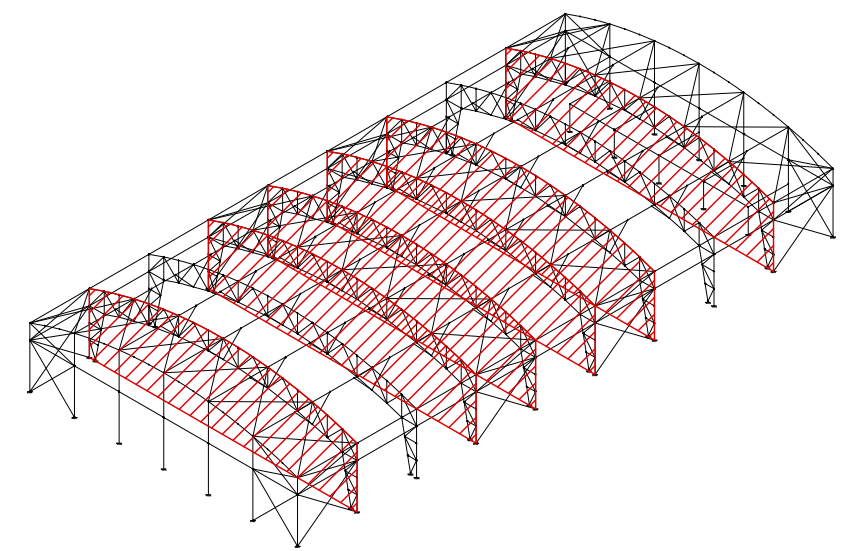
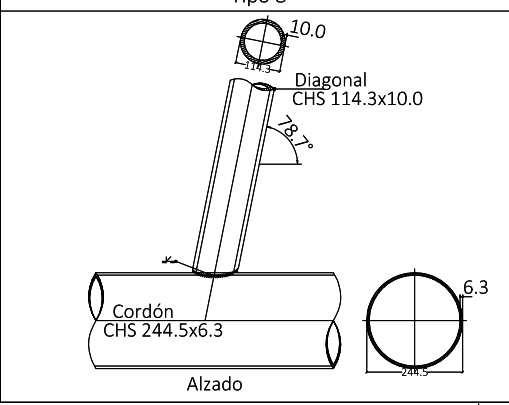
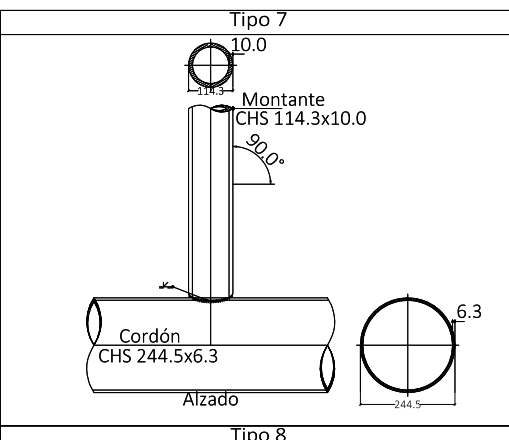
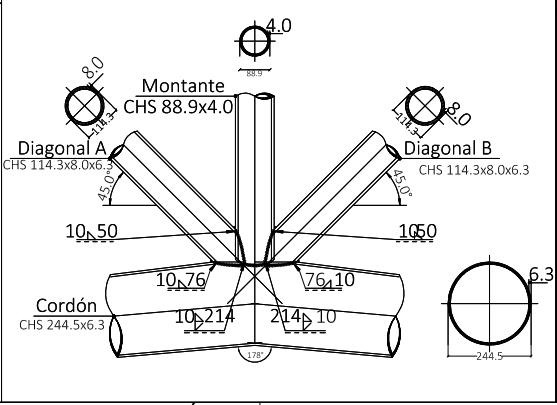
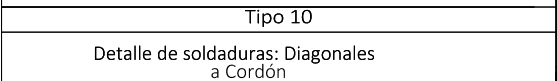
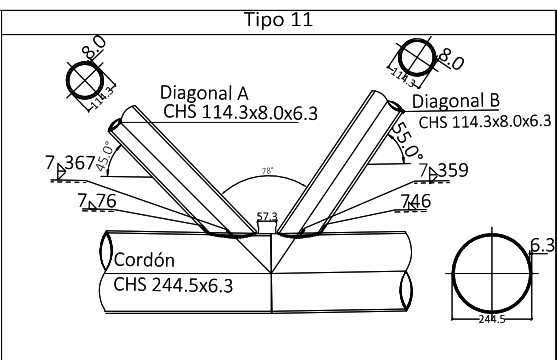
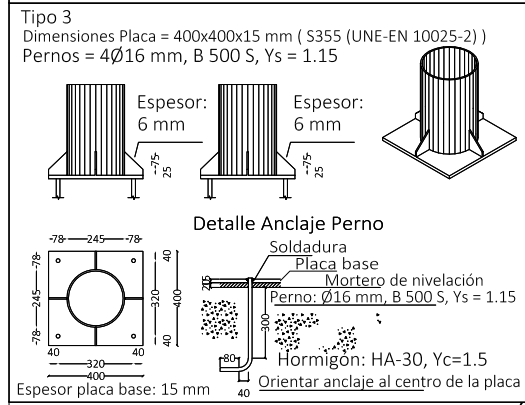
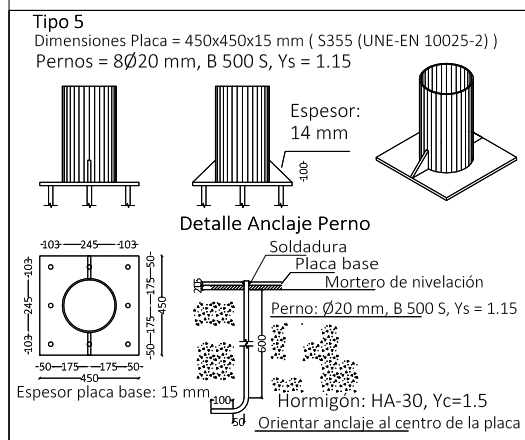
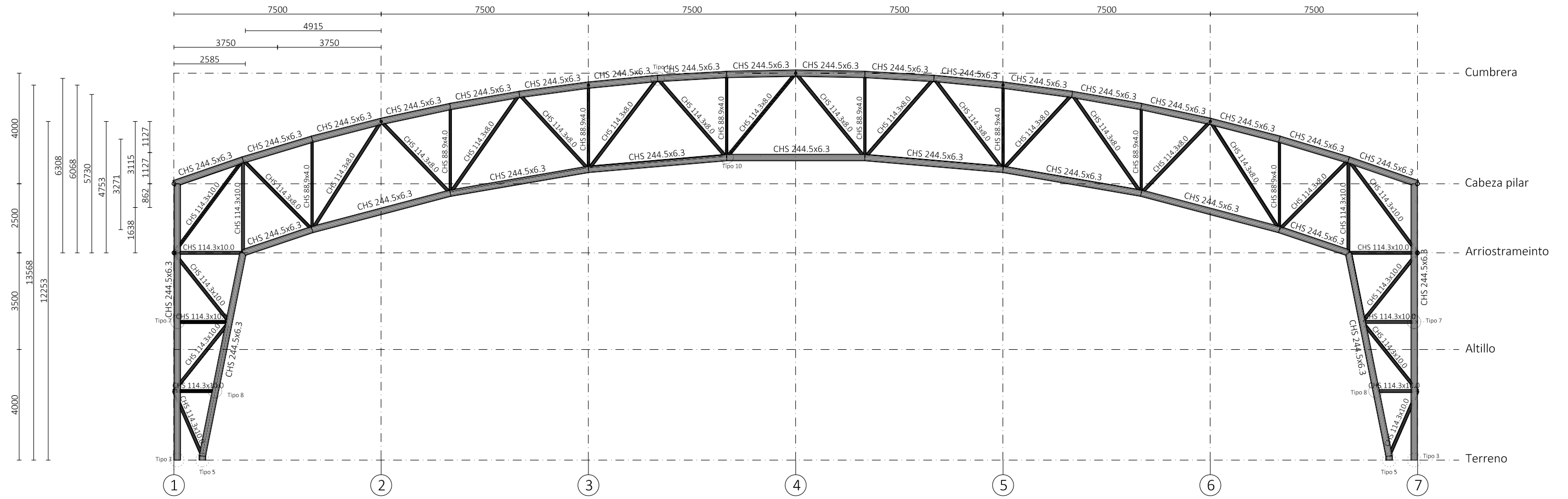
Detalle apoyo intermedio sobre perfil metálico



Nota: Cotas en milímetros.

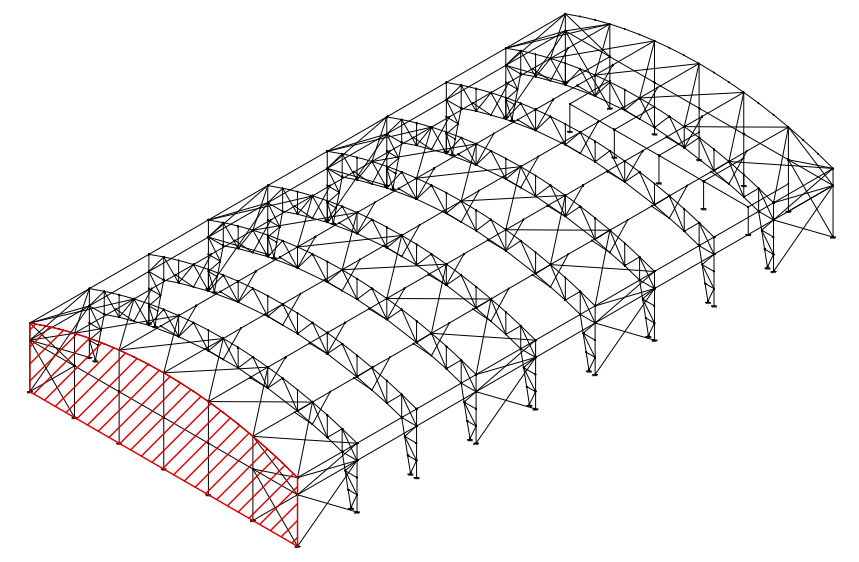
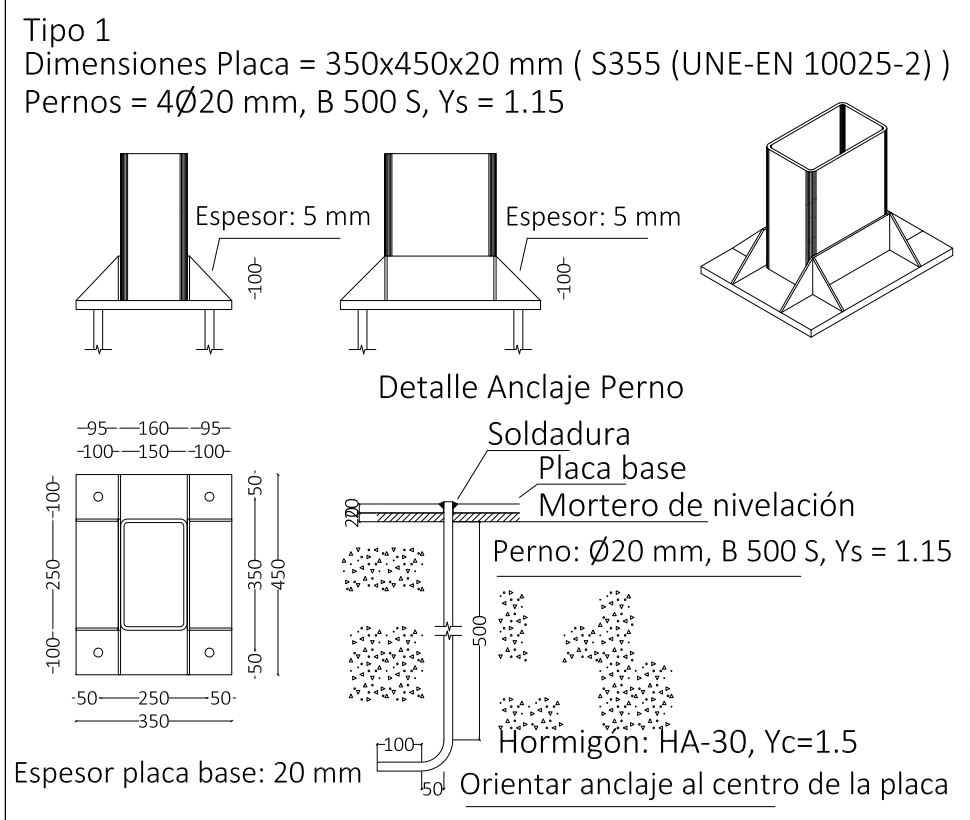
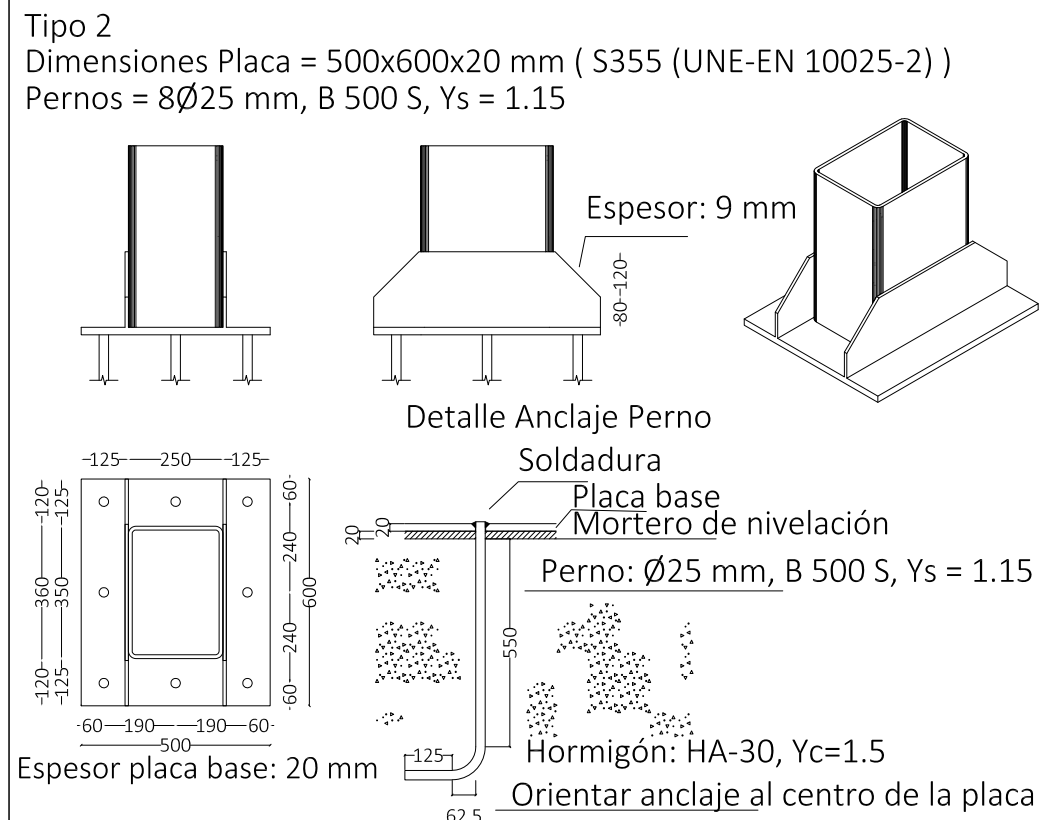
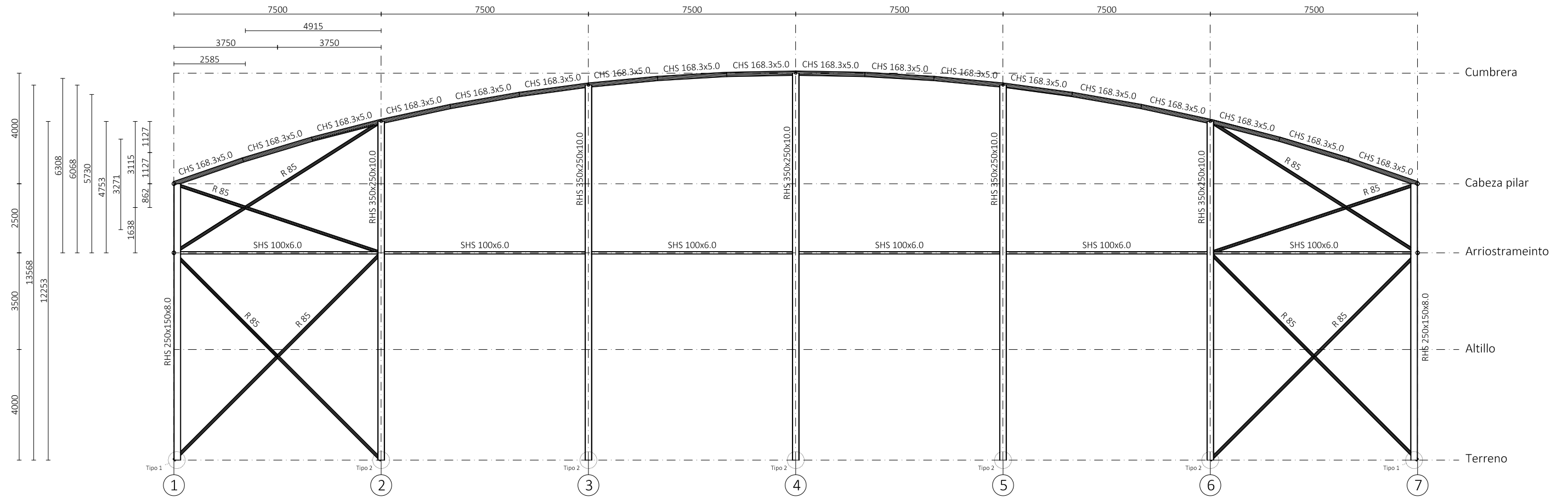
Canto del forjado: 25 cm
 Espesor capa de compresión: 5 cm
 Ancho placa: 1200mm y 1000mm
 Hormigón placa: HP-40/S/12/XD2
 Hormigón capa compresión: HA30/B/20/XD2
 Malla electrosoldada: ME 150x150SØ5x8 6000x2200 B500S EN 10080
 Acero de negativos: B500S
 Peso propio: 330 kg/m²

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente	S 3555 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$



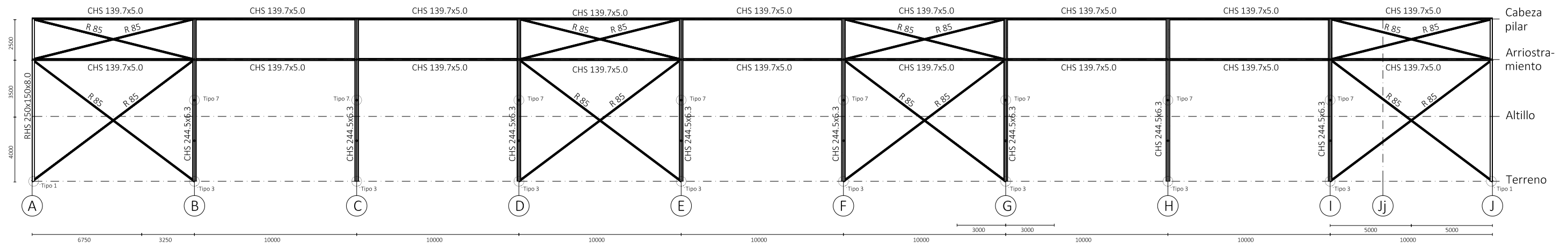
Nota: Cotas en milímetros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA		
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 3555 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$

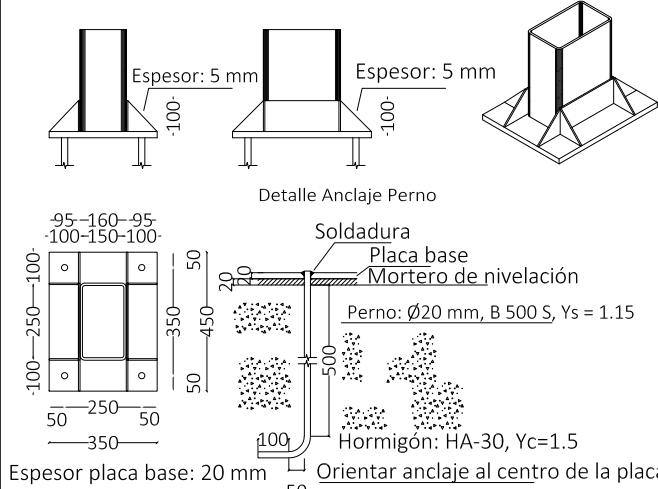


Nota: Cotas en milímetros.

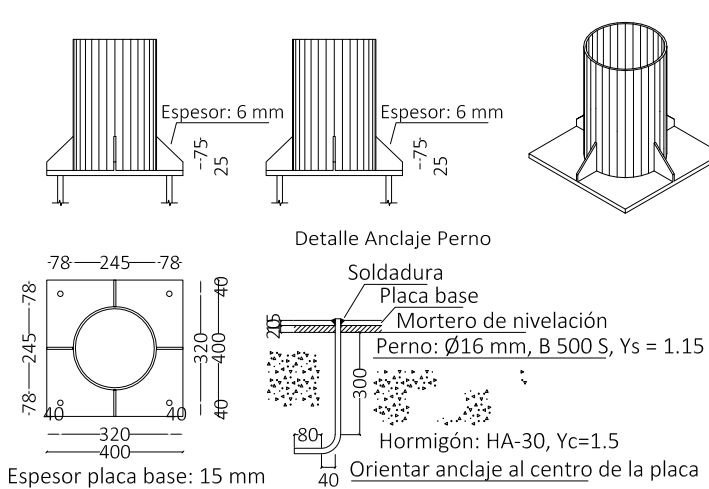
CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA		
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 3555 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$



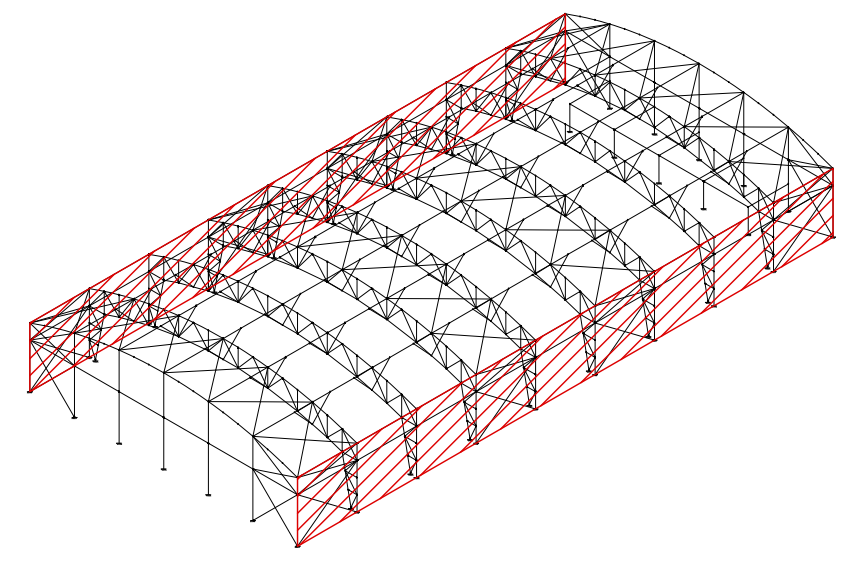
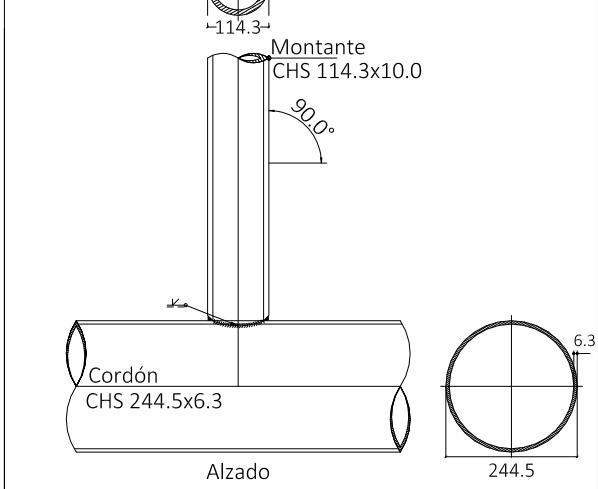
Tipo 1
 Dimensiones Placa = 350x450x20 mm (S355 (UNE-EN 10025-2))
 Pernos = 4Ø20 mm, B 500 S, Ys = 1.15



Tipo 3
 Dimensiones Placa = 400x400x15 mm (S355 (UNE-EN 10025-2))
 Pernos = 4Ø16 mm, B 500 S, Ys = 1.15

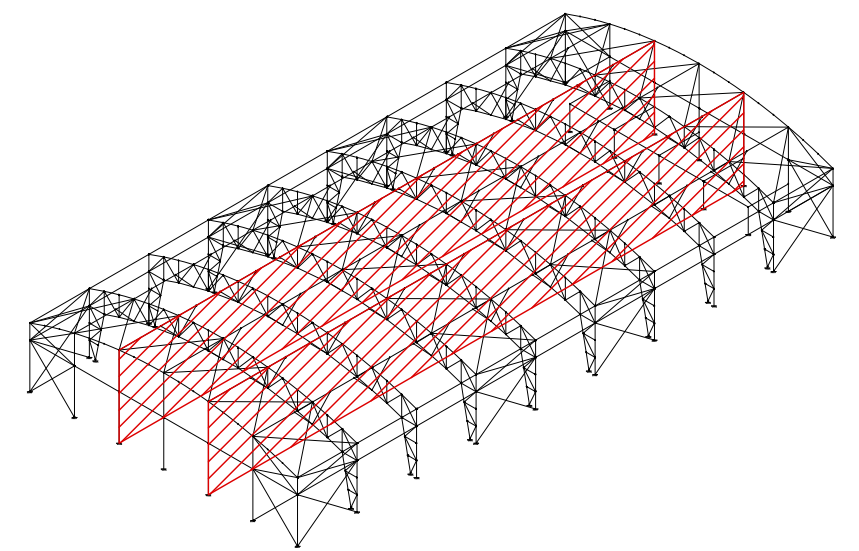
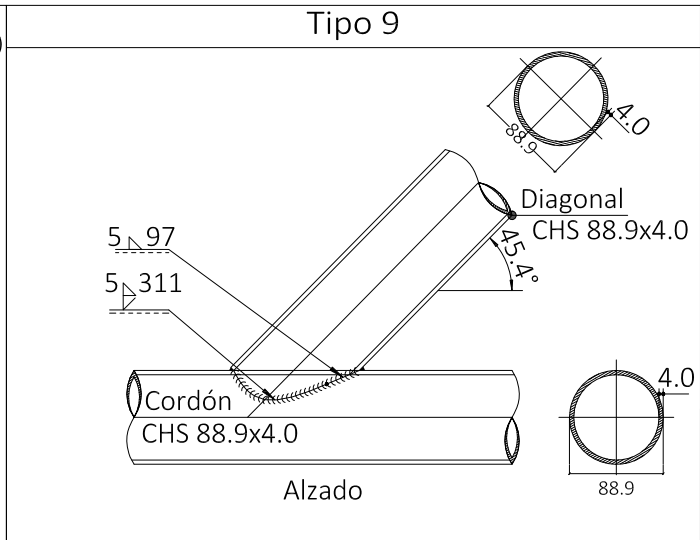
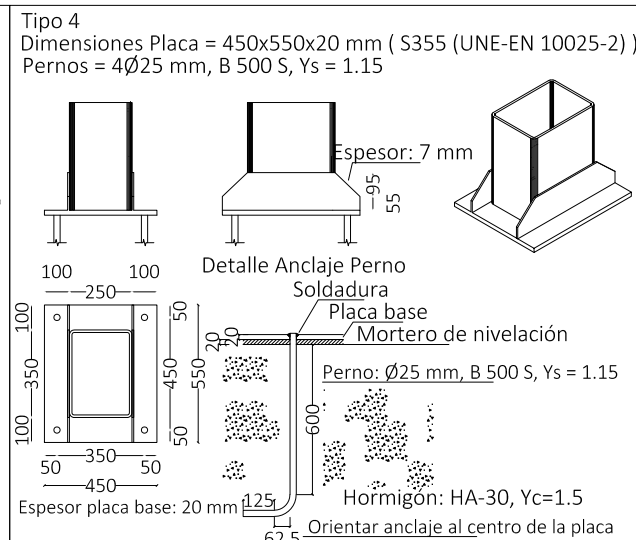
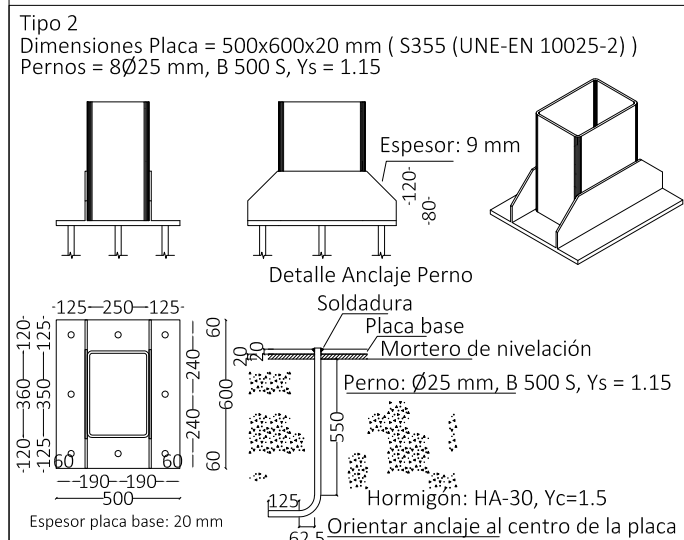
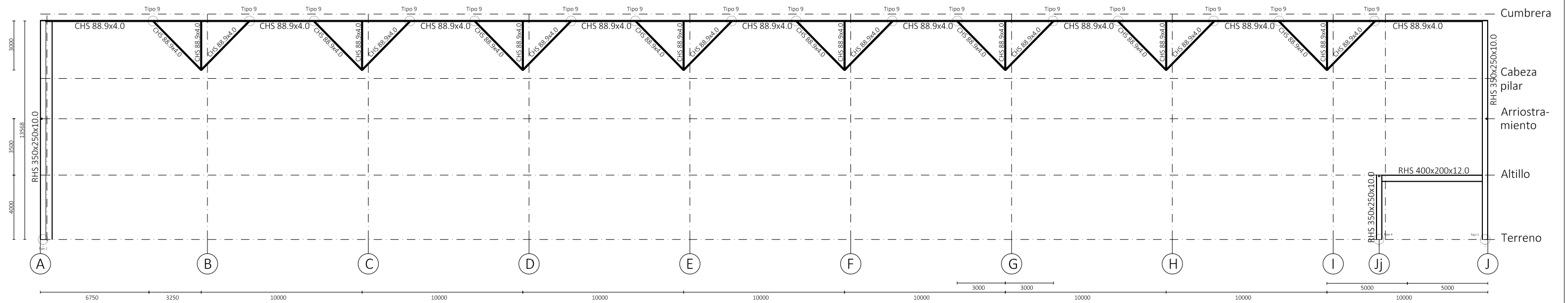


Tipo 7



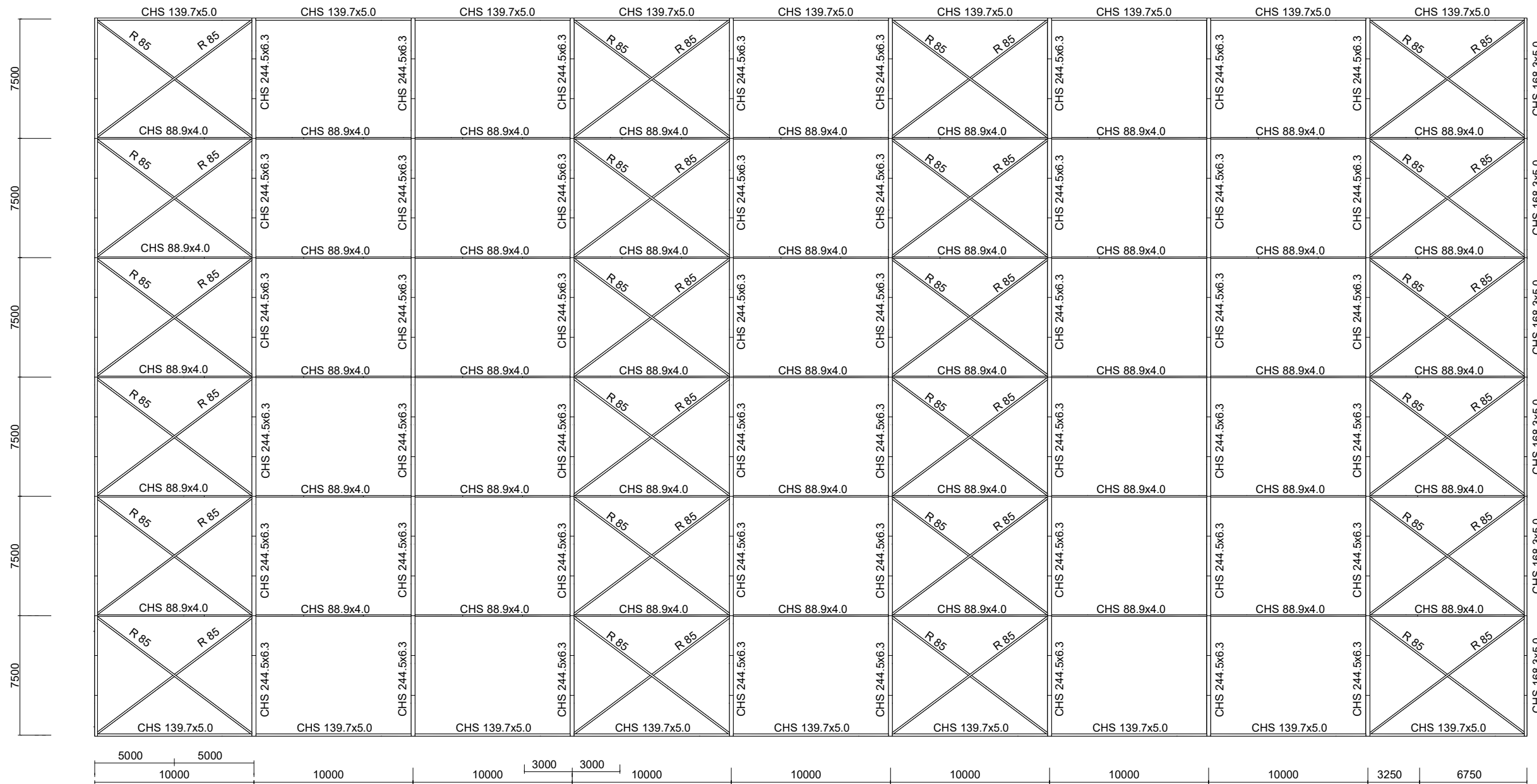
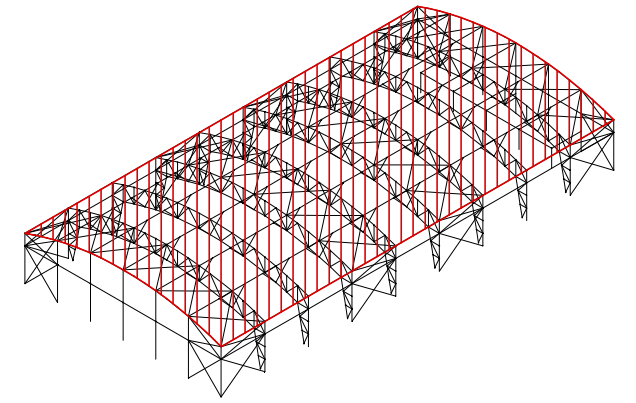
Nota: Cotas en milímetros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA		
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 3555 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$



Nota: Cotas en milímetros.

CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA		
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)	γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 3555 - L.E. 355 N/mm ²	$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$



CUADRO MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA			
ACERO EN ESTRUCTURA METÁLICA (Código Estructural)		γ_{M0}	γ_{M1}
Perfiles laminados en caliente S 3555 - L.E. 355 N/mm ²		$\gamma_{M0}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,05$