

4.2 MEMORIA ESTRUCTURAL

4.2.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

4.2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA Y JUSTIFICACIÓN ESTRUCTURA

- CIMENTACIÓN
- JUSTIFICACIÓN

4.2.3 NORMATIVA DE APLICACIÓN

4.2.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

- HORMIGÓN
- ACERO
- CEMENTO
- AGUA DE AMASADA
- ÁRIDO
- ENSAYOS A REALIZAR, ASIENTOS ADMISIBLES Y LÍMITES DE DEFORMACIÓN

4.2.5 ACCIONES DE LA EDIFICACIÓN

- ACCIONES GRAVITATORIAS
- ACCIÓN DEL VIENTO
- ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS
- ACCIONES SÍSMICAS
- APLICACIÓN DE ACCIONES

4.2.6 MODELIZACIÓN Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

- COEFICIENTE DE PONDERACIÓN
- COMBINACIÓN DE ACCIONES
- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA: PREDIMENSIONADO FORJADO, SOPORTES

4.2.7 JUNTAS ESTRUCTURALES

4.2.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

En el presente apartado se establecen las condiciones generales de diseño y cálculo del sistema estructural y de cimentación adoptado en el edificio en cuestión. Se pretende construir un Centro Sociocultural, cuya parcela se encuentra en la zona del Cabañal.

El sistema estructural trata de ser coherente con la materialidad y carácter del proyecto, se unifican criterios y se emplea una modulación que nos da la imagen final del edificio. Para poder realizar un buen cálculo de la estructura, en primer lugar se deben conocer los elementos constructivos que hay en el mercado, su utilización, los conceptos básicos, así como los principios fundamentales. Delimitar el tipo estructural se considera clave para comprender el funcionamiento estructural.

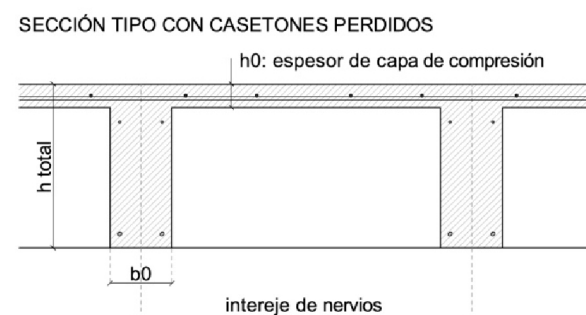
Se plantea una estructura de hormigón armado con pilares, como elementos de sustentación vertical con función resistente.

4.2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA Y JUSTIFICACIÓN

ESTRUCTURA

Los elementos portantes del edificio siguen la retícula de ordenación y organización funcional. Así, la estructura tiene una lectura rápida y sencilla. Durante el proceso del proyecto se ha tomado como base una retícula para sistematizar la distribución y la estructura. Se ha optado por una modulación de 8 x 8 m. Se plantean voladizos a ambas direcciones. Se busca conseguir mediante la modulación una sencillez constructiva. Con estas luces se resuelven las distintas necesidades del proyecto. La métrica de 16 x 8 m se emplea en la sala de audiovisual y en la sala de exposición, ya que la función de las mismas requiere luces de mayor dimensión.

Para resolver los forjados se ha optado por la utilización de un forjado bidireccional reticular de hormigón armado con casetones perdidos debido a la métrica de los pórticos y la existencia de voladizos en ambas direcciones. La estructura se formaliza con pilares, de hormigón armado.



CIMENTACIÓN

Para todo el edificio se plantea una cimentación superficial mediante zapatas aisladas de tipo rígido atadas en ambas direcciones con vigas riostras y zapatas continuas bajo los muros de cimentación. La norma de construcción sismorresistente NCSE 02, no exige la utilización de elementos de conexión, pero se colocan para evitar asentamientos diferenciales y siguiendo la buena práctica constructiva.

No se dispone de estudios geotécnicos, por tanto se han tomado una serie de consideraciones:

- Se estima una tensión admisible de 200 KN/m² para el cálculo de la cimentación.
- Se admite un comportamiento elástico del terreno y se acepta una distribución lineal de tensiones del mismo.

- La parcela está lo suficientemente aislada de la edificación colindante como para no tener en cuenta los efectos de la excavación sobre los mismos, ni la existencia de los sótanos existentes en el comportamiento de la estructura.
- La cimentación se resuelve mediante zapatas aisladas bajo pilares, arriostrados por vigas de atado de hormigón armado. Como cota de cimentación se tomará una profundidad de 5 m respecto a la superficie del terreno, sobrepasando la capa superficial de rellenos. Se arriostran todas las zapatas en al menos una de las dos direcciones, por tratarse de un terreno estable.

JUSTIFICACIÓN

Entre las ventajas del forjado bidireccional reticular se encuentran:

- Los esfuerzos de flexión y corte son relativamente bajos y repartidos en grandes áreas.
- Permite colocar muros divisorios libremente.
- Resiste fuertes cargas concentradas.
- Son más livianas y más rígidas que las losas macizas.
- Permite la modulación de luces cada vez mayores, lo que significa una reducción considerable en el número de pilares.
- La construcción de este tipo de forjado proporciona un aislamiento acústico y térmico.
- Permite la presencia de voladizos.
- Es capaz de soportar muy adecuadamente las acciones verticales repartidas y puntuales, aunque en menor medida las horizontales.

4.2.3 NORMATIVA DE APLICACIÓN

Código Técnico de la Edificación
DB-SE Seguridad estructural
DB-SE-AE Acciones en la Edificación
DB-SE-A Acero
DB-SE-C Cimentaciones
DB-SI Seguridad en caso de Incendio
Norma de Construcción Sismorresistente NCSE 02 RD 997/2002, de 27 de Septiembre.
Instrucción de Hormigón Estructural EHE RD 2661/1998, de 11 de Diciembre.

4.2.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGÓN

El hormigón utilizado es:

- Cimentación: HA – 30 / B / 40 / IIIa + Qa
- Resto de la estructura: HA – 30 / B / 20 / IIa
- fck: 30 N/mm²
- Consistencia blanda

ACERO

El acero a utilizar para la armadura en los elementos hormigonados son barras corrugadas de designación B- 500 –S.

- El nivel de control es normal.
- B 500 – SD
- fyk: 500 N/mm²
- Malla electrosoldada: B – 500 - T

CEMENTO

El cemento utilizado en la fabricación del hormigón empleado en el edificio tanto en cimentación como en forjados es CEM-I de endurecimiento normal.

AGUA DE AMASADA

El agua utilizada para el amasado del hormigón y de cualquier tipo de mortero debe ser potable o proveniente de suministro urbano.

ÁRIDO

El árido previsto para la obra debe contar con las siguientes características:

- Naturaleza: preferentemente caliza, árido de machaqueo.
- Tamaño máximo del árido: en cimentación de 40mm, en estructura de 20mm.
- Condiciones físico-químicas: los áridos deberán cumplir lo especificado para los áridos a utilizar en ambiente II.
-

4.2.5 ACCIONES DE LA EDIFICACIÓN

El cálculo de las acciones en la edificación se realiza según el Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad estructural – Acciones en la edificaciones y la norma sismorresistente NCSE 02.

Se contemplan las siguientes acciones:

- Acciones gravitatorias
- Acción del viento
- Acciones térmicas y reológicas
- Acciones sísmicas

ACCIONES GRAVITATORIAS

Las cargas gravitatorias son suma de las cargas permanentes (G) y las cargas variables (Q). La determinación de los valores de estas cargas se ha determinado conforme a la norma DB-SE-AE.

Según lo promulgado por la DB-SE-AE, las acciones a considerar, son las siguientes:

Acciones permanentes, G

Forjado tipo	KN/m ²
Forjado bidireccional	5
Falso techo metálico lineal (unificado para todo el proyecto)	0,36
Instalaciones colgadas	0,10
Cubierta invertida, no transitable (hormigón aligerado de formación de pendientes, impermeabilización, aislamiento térmico, capa antipunzonante y capa de gravas)	3,34
Pavimento de gres porcelánico	0,40
Pavimento de losas de hormigón (incluyendo material de agarre)	1,50
Tabiquería	1,10

Acciones variables, Q

Forjado tipo	KN/m ²
Sobrecarga de uso de la cubierta invertida, accesible sólo para el mantenimiento y conservación	1
Sobrecarga de nieve	0,20
Sobrecarga de uso Según la tabla 3.1: Zonas de acceso al público. C1	3,00
Sobrecarga de tabiquería	0,35
Sobrecarga de uso Según la tabla 3.1: Zonas de acceso público. C3	5

ACCIÓN DEL VIENTO

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Para determinar el valor de la presión dinámica del viento en Valencia, se obtiene en el anejo D del Documento Básico SE-AE Acciones de la edificación:

De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $q_b = 0,5$ kN/m².

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.

En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura de $c_e = 2,0$.

El coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5. Consideramos la esbeltez del edificio para las superficies de mayor incidencia en cada dirección.

Para una esbeltez $< 0,2$, tenemos un $c_p = 0,7$ y $c_s = 0,3$

Paramentos a barlovento $q_p = 0,5 \times 2,5 \times 0,7 = 0,87$

Paramentos a sotavento $q_e = 0,5 \times 2,5 \times 0,3 = 0,13$

El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot d \cdot v_b^2$$

Siendo:

d la densidad del aire

v_b el valor básico de la velocidad del viento. El valor básico de la velocidad del viento corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento (Grado de aspereza del entorno II según tabla D.2) a una altura de 10 m sobre el suelo.

El valor característico de la velocidad del viento mencionada queda definido como aquel valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es de 0,02 (período de retorno de 50 años).

La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de 1,25 kg/m³. En emplazamientos muy cercanos al mar, en donde sea muy probable la acción de rocío, la densidad puede ser mayor. El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del mapa siguiente.

El valor de la presión dinámica es, respectivamente de 0,42 kN/m², 0,45 kN/m² y 0,52 kN/m² para las zonas A, B y C de dicho mapa.

La altura de coronación del edificio está entre 0 y 30m. No estamos ante un caso de edificio en altura donde la presión del viento sea determinante en el cálculo estructural. Por ello no se tendrá en cuenta ese tipo de situación.

ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

En estructuras de hormigón armado se puede prescindir de la acción térmica si se crean juntas de dilatación a una distancia máxima de 40m. Se puede prescindir de las cargas por retracción cuando se establezcan juntas de hormigonado a distancias inferiores a 10m y se dejen transcurrir 48 horas entre dos hormigonados contiguos.

Las juntas de dilatación se proyectan dada la longitud de los edificios cada 40m. Estas juntas se resuelven mediante el sistema Goujon-Cret para la transmisión de esfuerzos transversales, con el fin de no duplicar soportes.

ACCIONES SÍSMICAS

El presente proyecto cumple las especificaciones de la Norma NCSR- 02, por ser obra de NUEVA PLANTA, según lo dispuesto en el artículo 1.2.1 de la misma. El cumplimiento es procedente tanto en las prescripciones de índole general del apartado 1.2.4., además de las disposiciones o normas específicas de sismorresistencia.

La norma SI le es de aplicación puesto que se cumplen las condiciones específicas en el artículo 1.2.3., es decir, la aceleración sísmica de cálculo a_c NO es inferior a "0,06 g", siendo "g" la aceleración de la gravedad como se especifica en el artículo 2.2.

$$a_c = \rho \cdot a_b$$

Siendo:

ρ Coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor, en función del período de vida en años, t , para el que se proyecta la construcción, viene dado por $\rho = (t / 50)^{0,37}$.

A efectos del cálculo $t > 50$ años, para construcciones de normal importancia y $t > 100$ años, para construcciones de especial importancia, tal y como se define en el artículo 1.2.2.

La siguiente tabla da los valores de ρ :

Período de vida ρ :

$t = 50$ años 1,00

$t = 100$ años 1,30

a_c Aceleración Sísmica Básica, definida en el artículo 2.1.

Según el Anejo 1 de valores de la aceleración sísmica básica: MUNICIPIO Valencia $\rho_{ab/g} = 0,05$ g

$$a_c = 1,30 \times 0,05 \text{ g} = 0,065 \text{ g}$$

Por tanto, al ser una construcción de importancia normal con menos de siete plantas, pórticos bien arriostrados, y una $a_b < 0,08$ g, esta norma no es de aplicación.

APLICACIÓN DE ACCIONES

FORJADO TIPO:

Acciones permanentes, G

Forjado tipo	KN/m ²
Forjado bidireccional	5
Falso techo metálico lineal (unificado para todo el proyecto)	0,36
Instalaciones colgadas	0,10
Pavimento de gres porcelánico	0,40
Tabiquería	1,1

Total: 5,86 KN/m²

Acciones variables, Q

Forjado tipo	KN/m ²
Sobrecarga de uso	3,00
Según la tabla 3.1: Zonas de acceso al público. C1	
Sobrecarga de tabiquería	0,35

Total : 3,35 KN/m²

FORJADO DE CUBIERTA:

Acciones permanentes, G

Forjado tipo	KN/m ²
Forjado bidireccional, grueso < 0,35 m	5
Falso techo metálico lineal (unificado para todo el proyecto)	0,36
Instalaciones colgadas	0,10
Cubierta invertida, no transitable (hormigón aligerado de formación de pendientes, impermeabilización, aislamiento térmico, capa antipunzonante y capa de gravas)	3,34
Total: 8,80 KN/m²	

Acciones variables, Q

Forjado tipo	KN/m ²
Sobrecarga de uso de la cubierta invertida, accesible sólo para el mantenimiento y conservación	1
Sobrecarga de nieve	0,20
Total: 1,20 KN/m²	

4.2.6 MODELIZACIÓN Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

El sistema estructural se compone por pilares de hormigón armado y forjado bidireccional reticular de casetones perdidos.

COEFICIENTES DE PONDERACIÓN

En el cálculo de elementos estructurales de hormigón armado se han empleado los siguientes coeficientes de seguridad:

- Acciones permanentes: $G = 1,35$
- Acciones variables: $Q = 1,50$
- Hormigón: $C = 1,50$
- Acero: $S = 1,05$

Se procede al cálculo simplificado basado en el libro "Números gordos en el proyecto de estructuras" de Juan Carlos Arroyo Portero y otros como la EHE-08 y ACI COMMITTEE 08, mediante el cual se obtiene un predimensionado, orden de magnitud de las dimensiones de los distintos elementos de que se compone la estructura.

Se plantea un cálculo simplificado del predimensionado. Esto es útil en fases de diseño y se admite una pequeña desviación del resultado, siempre del lado de la seguridad. En un proyecto real se procedería a un cálculo más detallado mediante algún programa informático.

Se han estudiado los siguientes casos:

- Predimensionado del forjado bidireccional reticular con casetones perdidos.
- Predimensionado de soportes.

COMBINACIÓN DE ACCIONES (EHE art. 13; Documento BC2)

Forjado en planta baja y forjado en planta primera:

Calculamos las cargas que corresponden a cada forjado, teniendo en cuenta la retícula de 8 x 8 m (siendo ésta la más desfavorable comparada con la otra retícula de 8 x 8 m).

$$G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \times 1,35 = 7,911 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,35 \text{ KN/m}^2 \times 1,50 = 5,025 \text{ KN/m}^2$$

Forjado de cubierta:

Calculamos las cargas que corresponden a cada forjado, teniendo en cuenta la retícula de 8 x 8 m.

$$G = 8,80 \text{ KN/m}^2 \times 1,35 = 11,88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,20 \text{ KN/m}^2 \times 1,50 = 1,80 \text{ KN/m}^2$$

CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

Todos los elementos estructurales son de hormigón armado, por lo que se calcularán con la normativa vigente:

EHE-08 "Instrucción de hormigón estructural"

El análisis de estructuras formadas por soportes y forjados sin vigas (losas planas o forjados reticulares) puede llevarse a efecto mediante: Modelos de barras en tres dimensiones, emparrillados planos para modelizar el forjado, simulando las coacciones de apoyos producidos por los soportes, pórticos virtuales planos en las dos direcciones.

PREDIMENSIONADO FORJADO

Forjado tipo bidireccional

1. CANTO DEL FORJADO

Según la tabla 9.1 "Relación canto / luz mínima" de ACI COMMITTEE 318, 2008:

Para el acero B 500-SD, con un $f_y = 500 \text{ MPa}$, y placas aligeradas, la distancia libre entre las caras de los soportes en la dirección de mayor longitud dividido entre 26 (puesto que no tenemos vigas de borde), obtenemos el canto mínimo de forjado.

$$H_{\min} \geq L_n / 26$$

Según el artículo 55° "Placas, losas y forjados bidireccionales" de la EHE-08, establece que el canto mínimo del forjado, para placas aligeradas, no será inferior a $L / 28$ o menor que 15 cm (L luz entre ejes de soportes).

$$H_{\min} = L / 28$$

Sin embargo, en la práctica, los valores mínimos más usuales son 20 cm o $L / 25$, en el caso de placas aligeradas (García Messeguer, 2009) con espesores de capa de compresión $h_o \geq 50 \text{ mm}$.

$$H_{\min} = L / 25$$

Por tanto, empleamos el más restrictivo, es decir el canto mínimo será igual o mayor $L / 25$.

$$H_{\min} = L / 25 = 10 / 25 = 0,40 \text{ m}$$

Además la separación entre los ejes de los nervios no superará los 100 cm, y el espesor de la capa superior h_o no será inferior a 5 cm y deberá disponerse de una armadura de reparto en malla.

$$h_o \geq 50 \text{ mm}$$

$$H_{\min} = 0,40 + 0,05 = 0,45 \text{ m}$$

Por lo que al final optamos por un canto de 0,45 m.

Teniendo en cuenta que el $H = 0,45 \text{ m}$, según la tabla 15.2.2 para viguetas forjado bidireccional:

$$H_{\min} = 0,25 < 0,45 \text{ m} \rightarrow \text{cumple}$$

Desviación χ de ejes de pilares respecto a la retícula uniforme

$$\chi < 15\% \rightarrow H + 0 \text{ cm} \rightarrow \text{ya que los pilares coinciden en una retícula}$$

Relación α entre la luz máxima L_{\max} y la L_{\min}

$$L_{\max} / L_{\min} < 1,5 \rightarrow 10 / 8 = 1,25 < 1,5 \rightarrow \text{cumple}$$

Influencia de la resistencia f_{ck} en el valor del canto H (% de reducción del canto necesario).

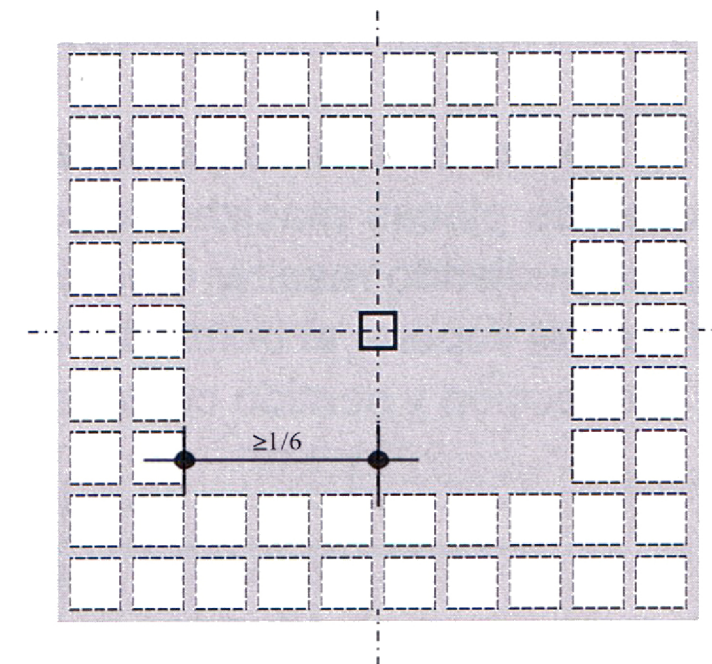
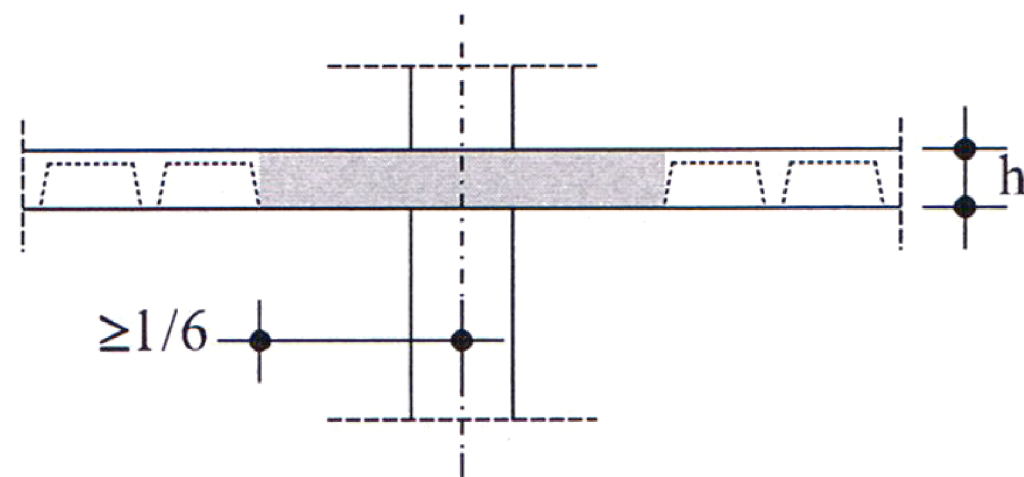
Al tratarse de hormigón armado HA-30 $\rightarrow 0\%$

Puede considerarse para el cálculo de las sollicitaciones de placas cualquier tipo de análisis, lineal, no lineal, lineal con distribución limitada o análisis plástico.

2. REPLANTEO DE ÁBACOS, NERVIOS, ZUNCHOS Y CASETONES

ÁBACOS

En la zona que rodea a los soportes puede optarse por zonas macizadas de entre 15 y 18% de la luz aproximadamente (lo que requerirá el armado de los nervios a cortante a la salida del macizado) o macizados de mayor extensión (25% de la luz, aproximadamente) lo que puede que evite tener que armar los nervios con cercos a la salida del macizado, pero aumenta el consumo de hormigón y el peso del forjado. La distancia del eje del soporte al borde del ábaco no será inferior a la sexta parte de la luz, en la dirección y sentidos considerados.



$$\text{Para una luz de 16 metros} \rightarrow 10 / 6 = \mathbf{2,6 \text{ m}}$$

$$\text{Para una luz de 8 metros} \rightarrow 8 / 6 = \mathbf{1,3 \text{ m}}$$

NERVIOS

En el caso de placas aligeradas, con independencia de la anchura necesaria para cumplir con los requisitos de durabilidad y resistencia al fuego, el ancho mínimo de los nervios, no será inferior ni a 7 cm, ni a la cuarta parte de la altura del nervio sin contar la losa superior.

$$B \geq A / 4$$

$$B \geq 40 / 4 = 10 \text{ cm}$$

$$A = H - C$$

$$A = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Por otro lado, } B \geq (L / A) - 6$$

$$B = 1000 / 40 - 6 = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto, emplearemos el caso más desfavorable, cuando $B = 19 \text{ cm} \approx \mathbf{B = 20 \text{ cm}}$

ZUNCHOS

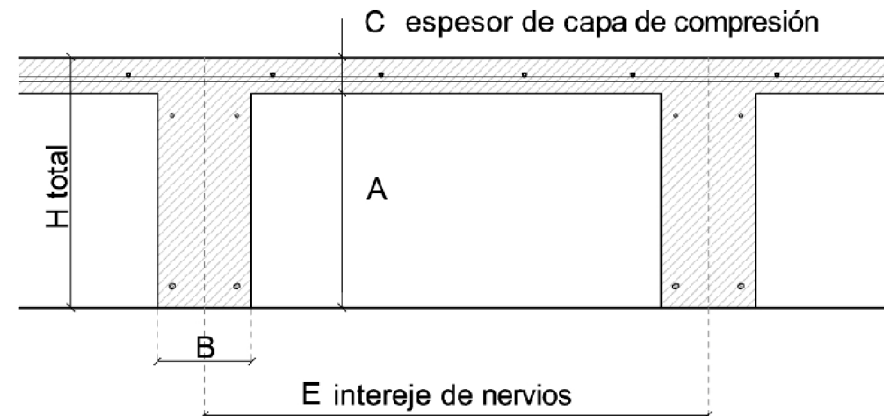
Se dispondrán macizados en los bordes del forjado, en su perímetro exterior y en los huecos. En el borde de las pacas aligeradas, debe proyectarse un zuncho cuya anchura mínima z , debe ser no menos que el canto de la placa ($z > 45 \text{ cm}$) ni que 25 cm.

$$\mathbf{z > 45 \text{ cm}}$$

CASETONES

Como las cargas son algo mayores, partimos de nervios con 70 cm de intereje de nervios.

SECCIÓN TIPO CON CASETONES PERDIDOS



H = Canto total 45 cm
 A = H - C = 40 cm
 B = Ancho de los nervios 20 cm
 C = Espesor de la capa de compresión 5 cm
 E = Intereje de nervios 70 cm

Con las medidas anteriores, los **casetones 50 x 50 cm**

Peso:
 $\gamma_{HA} = 25 \text{ KN/m}^3$

$$25 \times (C + A (2E \times B - B^2) / E^2) =$$

$$25 \times (0,05 + 0,4 (2 \times 0,45 - 0,45^2) / 0,7^2) = 9,97 \text{ KN/m}^2$$

PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO:

(Documento BC2): Se respetarán los valores mínimos de las dimensiones del forjado (canto, ancho de nervio, espesor de la capa de compresión) y de los recubrimientos mecánicos de sus armaduras según EHE Anejo 6 y CTE DB Seguridad Incendios (Anejo C), teniendo en cuenta la Resistencia al fuego requerida en el proyecto. Deberá tomarse en consideración si los aligeramientos son permanentes o el forjado se construye con moldes recuperables, con el fin de evaluar la exposición del nervio a la acción del fuego desde el nivel inferior.

3. CÁLCULO DE LEYES DE FLEXIÓN POR EL MÉTODO DE LOS PÓRTICOS VIRTUALES

En este método, se divide la totalidad de la estructura en cada dirección en un conjunto de pórticos virtuales paralelos, aceptando que no existe una interacción significativa entre ellos, en las dos direcciones ortogonales.

Este punto, se resuelve por el método indicado por la norma. Cada banda está asociada a una fila o columna de pilares, y se considera dicha banda como la viga (la sección de esa viga es tan ancha como la suma de las semiluces a uno y otro lado de la fila o columna de soportes) que apoyando sobre los soportes en cuestión y bajo la carga total aplicada sobre su superficie de influencia se calcula como si una viga sobre soportes dentro de un pórtico plano típico se tratara.

De esta modelación se obtienen las leyes de esfuerzos típicas de pórticos planos (en nuestro caso lo que nos interesa es el forjado, o sea, la viga virtual del pórtico virtual) consistentes en flectores y cortantes.

Las bandas tienen un ancho de 16 x 8 m y 8 x 8 m.

Para analizar la flexión en la losa, se utiliza el método de pórticos virtuales. Se toman dos direcciones perpendiculares x e y.

El pórtico virtual se divide en dos bandas:

- Banda de pilares: de ancho igual a la mitad del ancho del pórtico.
- Banda central: de ancho también igual a la mitad del ancho total, pero dividida en dos partes a ambos lados de la banda de pilares.

MOMENTOS DE CÁLCULO

Momento isostático total

$$M_o = q_k \times \text{ancho} \times \text{luz}^2 / 8$$

q_k carga total por metro cuadrado del forjado más desfavorable (forjado de cubierta) 10 KN/m²
 ancho del pórtico 8 m
 luz del vano considerado 8 m

$$M_o = 10 \times 8 \times 8^2 / 8 = 512 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Momento positivo total $M^+ = 0,5 \times M_o \rightarrow M^+ = 0,5 \times 720 = 256 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Momento negativo total $M^- = 0,8 \times M_o \rightarrow M^- = 0,8 \times 720 = 409,6 \text{ KN} \cdot \text{m}$

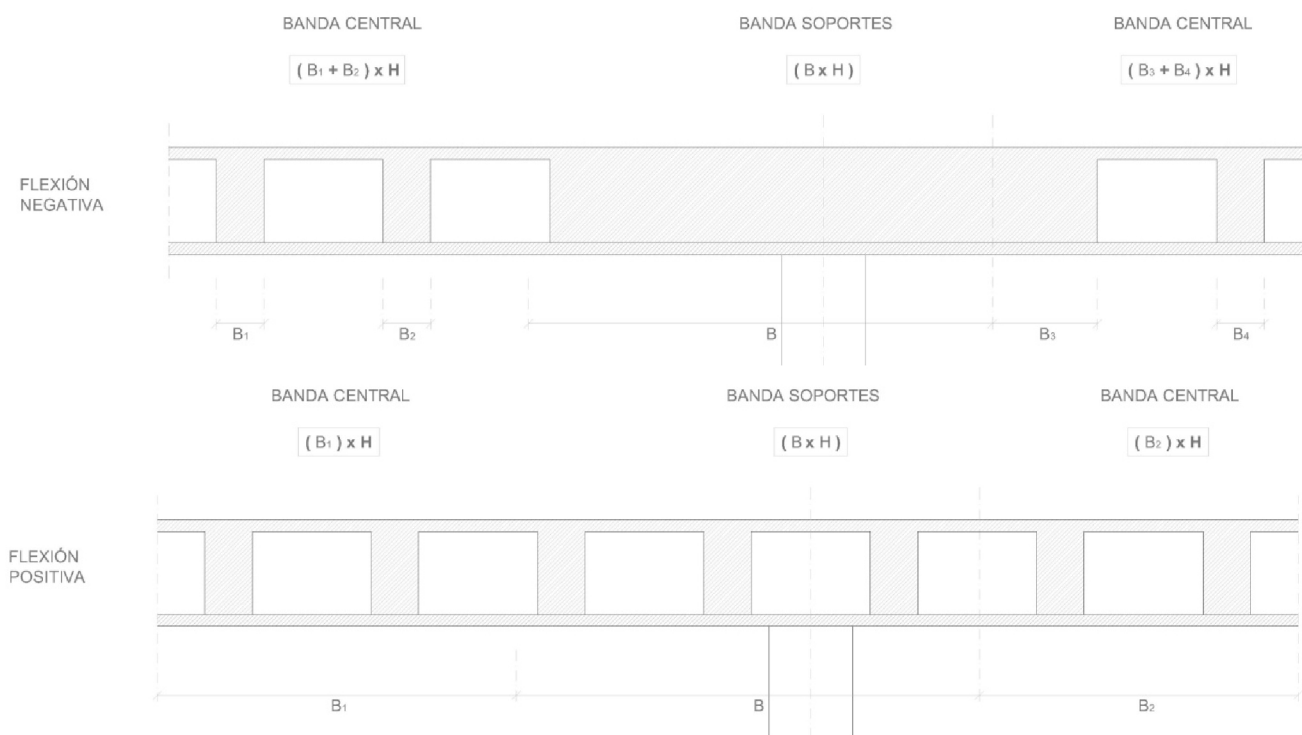
Reparto de bandas:

Los momentos (M^+ y M^-) son en todo el ancho del pórtico y habrá que repartirlos en banda de pilares y banda central. La banda de pilares siempre coge mucho más momento que la banda central. Las cargas horizontales se absorben por los pilares por lo que reducimos su inercia sólo un 25%. Del momento total, el 75% se va a la banda de pilares y el 40% a la central (suman más de 100% por seguridad).

$$I_{\text{PILAR CÁLCULO}} = 0,75 \times I_{\text{PILAR REAL}}$$

Los momentos negativos obtenidos, resultan ser mayores de los que realmente se van a producir, ya que el forjado se adaptará a través de la fisuración controlada a una configuración deformada de menos energía de deformación. Se ha considerado una rigidez mayor de la real en centro de vano, por lo que el momento de cálculo obtenido será mayor al real. La magnitud por la que se pueden reducir los momentos negativos se ve afectada también por el hecho de que las luces reales de flexión suelen ser inferiores a las distintas de ejes que se han adoptado en el cálculo, por lo que se acepta como práctica habitual reducir los momentos negativos en un 15%.

$$M_{\text{NEGATIVO FINAL}} = 0,85 \times M_{\text{NEGATIVO CÁLCULO}}$$



ARMADURA (As)

Se calcula As para banda central y para banda de pilares.
 $A_s = M_d / (0,8 \times h \times f_{yd}) \times 10$

En banda de pilares
 $M_d^- = 115,2 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_d^+ = 72 \text{ KN}\cdot\text{m}$

En banda central
 $M_d^- = 230,4 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_d^+ = 144 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$f_{yd} = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$
 h (canto forjado) 0,45 m

$$0,8 \times h \times f_{yd} = 0,8 \times 0,45 \times 434,78 = 156,52$$

En banda de pilares
 $A_s = 115,2 / 156,52 \times 10 = 7,36 \text{ cm}^2 / \text{nervio}$
 $A_s = 96 / 156,52 \times 10 = 6,13 \text{ cm}^2 / \text{nervio}$

Entrando en tabla de capacidades mecánicas de las armaduras:

3°20 en extremos superiores
 2°20 en parte central inferior

En banda central
 $A_s = 230,4 / 156,52 \times 10 = 14,7 \text{ cm}^2 / \text{nervio}$
 $A_s = 144 / 156,52 \times 10 = 9,2 \text{ cm}^2 / \text{nervio}$

Entrando en tabla de capacidades mecánicas de las armaduras:

5°20 en extremos superiores
 3°20 en parte central inferior

4. ZUNCHOS PERIMETRALES

Los zunchos: En el borde de las placas aligeradas, debe proyectarse un zuncho cuya anchura mínima z , debe ser no menor que el canto de la placa ($z > 45 \text{ cm}$).

PREDIMENSIONADO SOPORTES

SOPORTE TIPO

Se comprueba el soporte de planta sótano, ya que es el más desfavorable puesto que soporta tres forjados: el techo de planta baja, el techo de planta primera y el techo de cubierta.

$$\text{Área de influencia del pilar} = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$$

Forjado en planta baja:

Cargas permanentes mayoradas $G \rightarrow 5,86 \times 1,35 = 7,91 \text{ KN/m}^2$
 Cargas variables mayoradas $Q \rightarrow 3,35 \times 1,50 = 5,03 \text{ KN/m}^2$

Los momentos positivos tanto en banda de soportes como bandas centrales se calculan una sección resistente de ancho igual al de la banda en cuestión.

Reticular. Momento de cálculo por nervio:
 Momento por nervio = Momento por metro x intereje

Momento por metro:

En banda de pilares

$$M_d^- = 1,5 \times (0,8 \times M_o) \times 0,75 \times 1 / (\alpha/2) \rightarrow M_d^- = 1,5 \times 409,6 \times 0,75 \times 1/4 = 115,2 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_d^+ = 1,5 \times (0,5 \times M_o) \times 0,75 \times 1 / (\alpha/2) \rightarrow M_d^+ = 1,5 \times 256 \times 0,75 \times 1/4 = 72 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

En banda central

$$M_d^- = 1,5 \times (0,8 \times M_o) \times 0,75 \times 1 / (\alpha/4) \rightarrow M_d^- = 1,5 \times 409,6 \times 0,75 \times 1/2 = 230,4 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_d^+ = 1,5 \times (0,5 \times M_o) \times 0,75 \times 1 / (\alpha/4) \rightarrow M_d^+ = 1,5 \times 256 \times 0,75 \times 1/2 = 144 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Intereje: distancia entre nervios 0,70 m

Momento por nervio :

En banda de pilares

$$M_d^- = 115,2 \times 0,70 = 80,64 \text{ KN}\cdot\text{m} / \text{nervio}$$

$$M_d^+ = 72 \times 0,70 = 50,4 \text{ KN}\cdot\text{m} / \text{nervio}$$

En banda central

$$M_d^- = 230,4 \times 0,70 = 161,28 \text{ KN}\cdot\text{m} / \text{nervio}$$

$$M_d^+ = 144 \times 0,70 = 100,8 \text{ KN}\cdot\text{m} / \text{nervio}$$

La carga total mayorada $\rightarrow q_t = 7,91 + 5,03 = 12,94 \text{ KN/m}^2$
 $12,94 \text{ KN/m}^2 \times 96 \text{ m}^2 = 828,16 \text{ KN}$

Forjado en planta primera:

Cargas permanentes mayoradas $G \rightarrow 5,86 \times 1,35 = 7,91 \text{ KN/m}^2$
Cargas variables mayoradas $Q \rightarrow 3,35 \times 1,50 = 5,03 \text{ KN/m}^2$
La carga total mayorada $\rightarrow q_t = 7,91 + 5,03 = 12,94 \text{ KN/m}^2$
 $12,94 \text{ KN/m}^2 \times 96 \text{ m}^2 = 828,16 \text{ KN}$

Forjado en planta cubierta:

Cargas permanentes mayoradas $G \rightarrow 8,80 \times 1,35 = 11,88 \text{ KN/m}^2$
Cargas variables mayoradas $Q \rightarrow 1,20 \times 1,50 = 1,80 \text{ KN/m}^2$
La carga total mayorada $\rightarrow q_t = 11,88 + 1,80 = 13,68 \text{ KN/m}^2$
 $13,68 \text{ KN/m}^2 \times 64 \text{ m}^2 = 875,52 \text{ KN}$

DIMENSIONADO A COMPRESIÓN:

Se procede a realizar un cálculo simplificado, considerado un incremento del 20% del valor del axil para tener en cuenta los momentos, considerando que el axil es resistido por el hormigón.

$$N_d = 1,2 \times (\Sigma G + Q)$$
$$N_d = 1,2 \times (828,16 + 828,16 + 875,52) = 2531,84 \text{ KN}$$

$$A = N_d / f_{cd}$$
$$f_{cd} = 0,9 \times 30 / 1,5 \text{ N/mm}^2 = 0,018 \text{ KN/mm}^2$$
$$A = 2531,84 / 0,018 = 140657,77 \text{ mm}^2 = 1406,57 \text{ cm}^2$$

$$b^2 = 1406,57 \rightarrow b = 39,5 \text{ cm}$$

Tomaremos por tanto una sección de pilar de **45x45 cm** para estar siempre del lado de la seguridad, en el caso más desfavorable

Comprobación a pandeo:

$$\lambda_g = (\beta \times H \times \sqrt{12}) / h$$

Como $\lambda_g = (0,7 \times 400 \times \sqrt{12}) / 45 = 21,55 < 35 \rightarrow$ no es necesario comprobar a pandeo.

ARMADO SOPORTE TIPO

El resto del axil, hasta el valor de N_d , lo debe resistir el acero
 $A_s = (N_d - N_c) / f_{yd}$

El axil es menor que la capacidad resistente del hormigón, pero hay que colocar una armadura mínima.

Limitaciones:

Limitaciones mecánicas
Capacidad mecánica mínima: $U_{s \text{ cara}} = A_s \times f_{yd} \geq 0,05 \times N_d \geq 0,05 \times 2531,84 = 126,6 \text{ KN}$
Capacidad mecánica máxima: $U_{s \text{ cara}} = A_s \times f_{yd} \leq 0,5 \times A_c \times f_{cd} \leq 0,5 \times 450 \times 450 \times 0,018 = 1822,50 \text{ KN}$

Limitación geométrica

$$U_s = A_s \times f_{yd} \geq 0,004 \times A_c \times f_{yd} \geq 0,004 \times 450 \times 450 \times (500 / 1,15 \times 10^{-3}) = 352,17 \text{ KN}$$
$$U_{s \text{ cara}} = U_s / 2 = 352,17 / 2 = 176,09 \text{ KN}$$

Momento de cálculo (M_d):

Calculamos el axil característico (sin mayorar):

$$N_k = 64 \times (5,86 + 3,35 + 5,86 + 3,35 + 8,80 + 1,20) = 64 \times 28,42 = 1818,88 \text{ KN}$$

Los pilares sometidos a compresión simple tienen al menos un flector mínimo debido a la excentricidad mínima:

$$M_d = 1,6 \times N_k \times L / 20$$
$$M_d = 1,6 \times (1818,88 \times 4) / 20 = 582,04 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Al disponer las armaduras se tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

- El diámetro longitudinal sea mayor o igual a 12 mm, con una separación máxima de 35 cm.
- La separación entre las barras sin cercos y horquillas sea como máximo de 15 cm.
- El diámetro de las barras de los cercos sea mayor a una cuarta parte de la armadura longitudinal
- Dimensionado de la armadura longitudinal:

$$N_d = 2531,84 \text{ KN}$$
$$M_d = 582,04 \text{ KN}\cdot\text{m}$$
$$e_o = M_d / N_d = 0,23$$

$$\nu = N_d / (A_c \times f_{cd}) = 2531,84 / (450 \times 450 \times 0,018) = 0,93$$
$$\mu = N_d \times e_o / (A_c \times h \times f_{cd}) = 2531,84 \times 0,23 / (450 \times 450 \times 0,018) = 0,44$$

Según el ábaco $\rightarrow \omega = 0,52$

$$U_{s1} / (A_c \times f_{cd}) = \omega$$
$$U_{s1} = 0,52 \times 450 \times 450 \times 0,018 = 1896,4 \text{ KN}$$

Finalmente la capacidad necesaria es $U_{s1} = 1896,4 \text{ KN}$

$$U_{s1(\text{por cara})} = U_{s1} / 2 = 1896,4 / 2 = 947,7 \text{ KN}$$

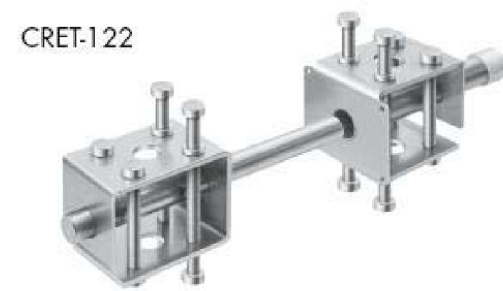
Entrando en las tablas de las capacidades mecánicas, obtenemos un armado por cara de:
Necesitamos **7 ° 20** ($U_s = 956,1 \text{ KN}$)

4.2.7 JUNTAS ESTRUCTURALES

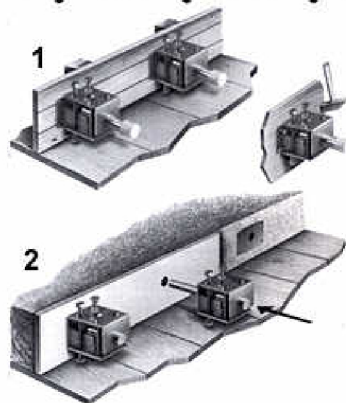
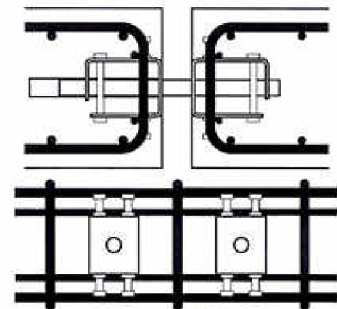
Debido a las dimensiones del Centro Sociocultural, se disponen 6 juntas de dilatación en el edificio, ubicadas como máximo una distancia de 40 m. Estas juntas de dilatación impiden la fisuración incontrolada y los daños resultantes (no estanqueidad, corrosión). Disponiendo una junta de dilatación, se puede reducir considerablemente la armadura mínima necesaria para limitar el ancho de las fisuras en los forjados y muros donde el acortamiento está impedido.

El sistema CRET es una solución revolucionaria para el anclaje de losas y forjados a muros ya construidos, que permite cargas más elevadas que las soluciones tradicionales y ofrece mayor comodidad y rapidez en su instalación.

- Admite cargas elevadas por unidad de anclaje (mucho mayor que con pernos tradicionales)
- Rapidez en la ejecución
- Anula las rozas
- Permite apoyar el forjado sobre un muro ya constituido
- Fijación al muro con resina epoxi
- Pieza de acero dócil de gran durabilidad trabajando en frío, con resistencias muy altas, inoxidable y con gran resistencia a la corrosión.



El conector de sección cilíndrica, cuadrado ó rectangular, está integrado a un dispositivo de suspensión de carga realizado mediante una carcasa cónica con tornillos, cuya función es aumentar la sección de transmisión de esfuerzos al hormigón.



DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ADOPTADA Y JUSTIFICACIÓN:

Los elementos portantes del edificio siguen la retícula de ordenación y organización funcional. Así, la estructura tiene una lectura rápida y sencilla. Se ha optado por una modulación de 8 x 8 m. Se plantean voladizos a ambas direcciones. Se busca conseguir mediante la modulación una sencillez constructiva. Con estas luces se resuelven las distintas necesidades del proyecto. La métrica de 16 x 8 m se emplea en la sala de audiovisual y en la sala de exposición, ya que la función de las mismas requiere luces de mayor dimensión.

Para resolver los forjados de 8x8m se ha optado por la utilización de un forjado bidireccional reticular de hormigón armado con casetones perdidos debido a la métrica de los pórticos y la existencia de voladizos en ambas direcciones. La estructura se formaliza con pilares, de hormigón armado. Entre las ventajas del forjado bidireccional reticular se encuentran:

- Los esfuerzos de flexión y corte son relativamente bajos y repartidos en grandes áreas.
- Permite colocar muros divisorios libremente.
- Resiste fuertes cargas concentradas.
- Son más livianas y más rígidas que las losas macizas.
- Permite la modulación de luces mayores, y una reducción en el número de pilares.
- Proporciona un aislamiento acústico y térmico.
- Permite la presencia de voladizos.
- Soporta muy adecuadamente las acciones verticales repartidas y puntuales.

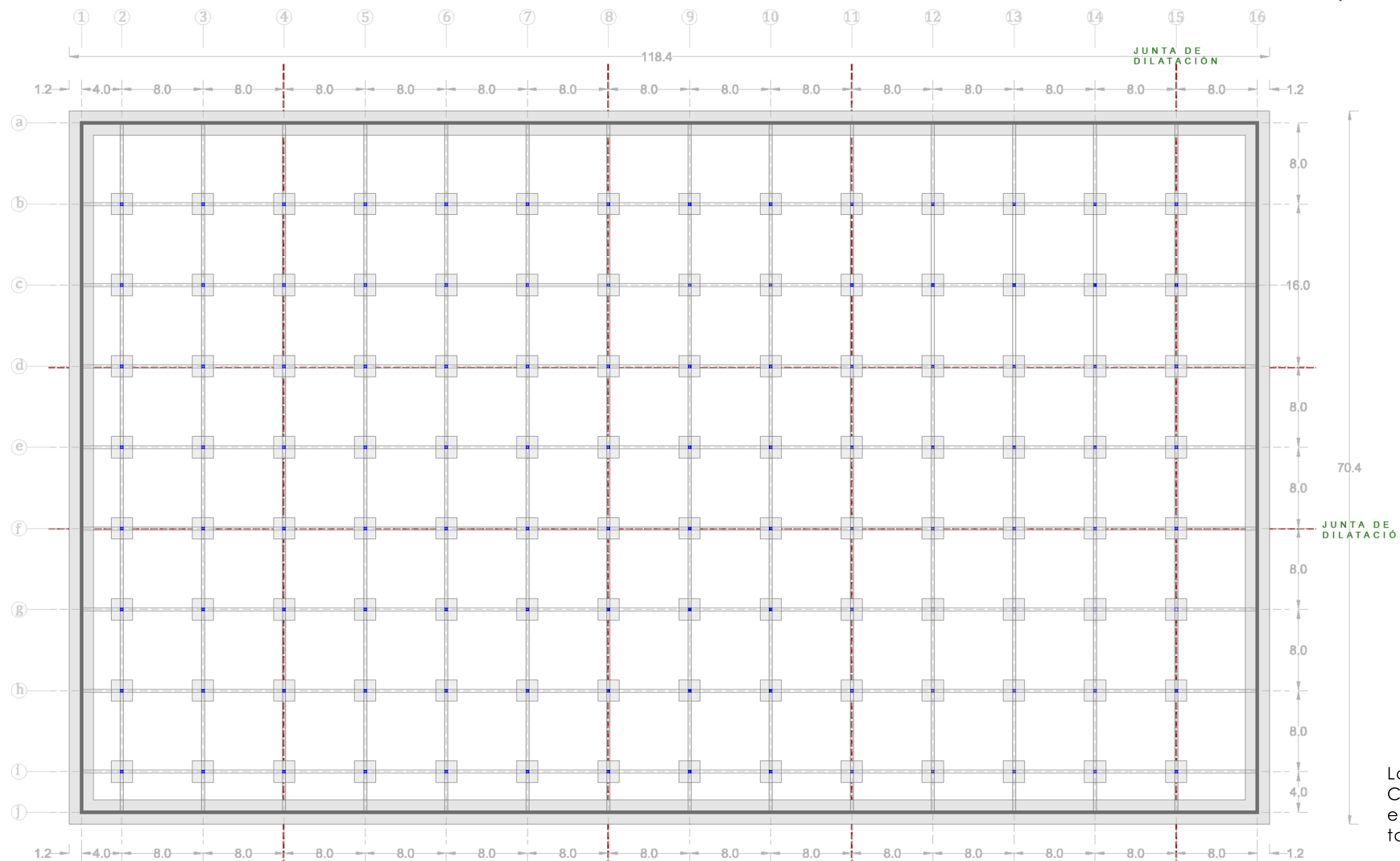
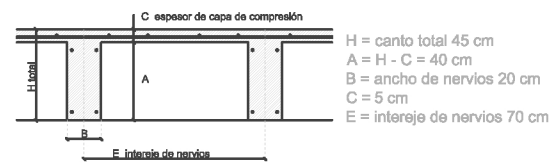
Los forjados de 8x16m se han resuelto con un forjado de chapa colaborante colocado sobre cerchas metálicas. Se disponen vigas(IPE) que cubren esa luz de 16 metros, y se sueldan a ellas una serie de correas(HEB) perpendicularmente. Después se ancla una chapa grecada a las correas y sobre ella se vierte el hormigón con una malla de armadura. Es una solución óptima pues se obtiene lo mejor del hormigón y del acero trabajando ambos conjuntamente unidas ambas partes con unos conectores que quedan embebidos en el hormigón. Se aprovecha la chapa grecada como encofrado del hormigón fresco y de armadura inferior del forjado tras haber endurecido el hormigón. Es otra ventaja de la chapa, el ahorro del uso de apuntalamientos.

CARGAS A CIMENTACIÓN				
Coeficientes de seguridad considerados en el cálculo.				
Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.		Favorable	Desfavorable	
Permanente	Peso propio	1,35	0,80	
	Empuje del terreno	1,35	0,70	
	Presión del agua	1,2	0,90	
Variable		1,5	0	
Coeficientes de simultaneidad (Ψ)		Ψ0	Ψ1	Ψ2
Sobrecarga de superficial de uso				
-Zona destinada al público (Categoría C)		0,7	0,7	0,6
-Cubiertas accesibles sólo para mantenimiento (Categoría G)		0	0	0
Nieve: Para altitudes < 1000 m			0,5	0,2
Viento			0,6	0,5
Coeficientes parciales de seguridad (γ) de los materiales para Estados Límite Últimos (EHE).				
Situación de proyecto:		Hormigón Acero pasivo o activo		
		γc	γs	
Persistente o transitoria		1,5	1,15	
Variable		1,3	1,0	

Cargas Permanentes		Pesos (KN/m²)	
G1.	Forjado bidireccional reticular de casetones perdidos	G1 = 5,0 KN/m²	
G2.	Cubierta plana invertida de grava no transitable.	G2 = 3,34 KN/m²	
G3.	Tabiquería.	G3 = 1,10 KN/m²	
G4.	Pavimento de gres porcelánico.	G4 = 0,4 KN/m²	
G5.	Peso propio falso techo. Falso techo de metálico	G5 = 0,36 KN/m²	
G6.	Peso propio instalaciones. Instalaciones colgadas	G6 = 0,1 KN/m²	
Sobrecargas de uso			
Q1.	Categoría de uso C1. Zonas de acceso al público.	Q1 = 3 KN/m².	
Q2.	Sobrecarga de uso cubierta. Categoría de uso G1. Cubiertas accesibles únicamente para conservación con inclinación inferior a 20°.	Q2 = 1 KN/m²	
Q3.	Sobrecarga de nieve. Cubierta plana de edificio situado en localidad de altitud inferior a 1000m.	Q3 = 0,2 KN/m².	
Q4.	Sobrecarga de tabiquería.	Q4 = 0,35 KN/m²	
Acciones		FORJADO TIPO	FORJADO CUBIERTA
Total permanentes(KN/m2)		6,86 KN/m2	8,80 KN/m2
Total sobrecargas (KN/m2)		3,35 KN/m2	1,2 KN/m2

FORJADO TIPO: Forjado reticular con casetones perdidos

SECCIÓN TIPO CON CASETONES PERDIDOS

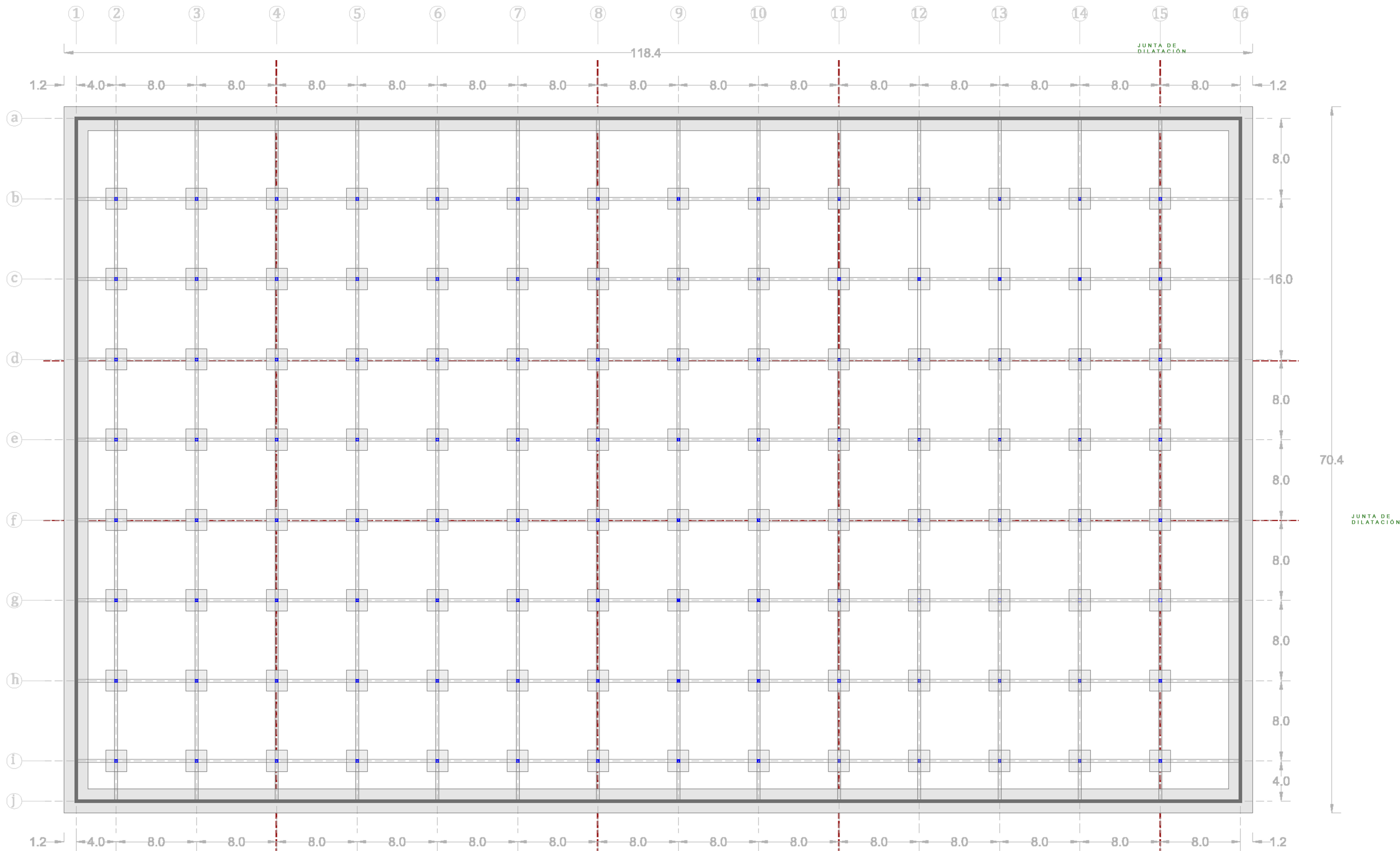


Las juntas de dilatación se resuelven con el sistema Goujon-Cret, basado en el uso de pasadores de acero introducidos en vainas, que permiten el movimiento de contracción y dilatación de la estructura.



PLANTA CIMENTACIÓN E_1_600

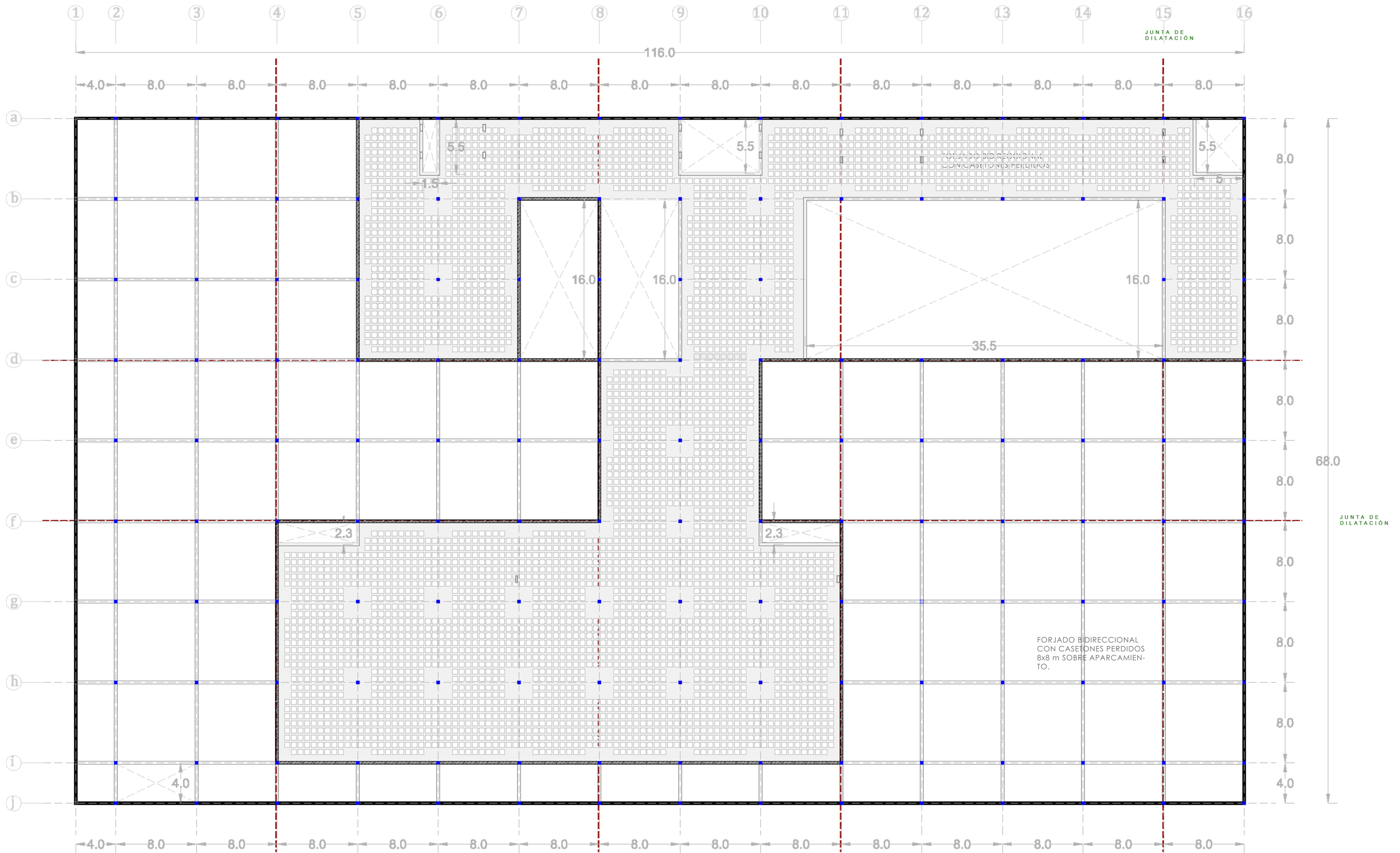
COTA CIMENTACIÓN: -5 m



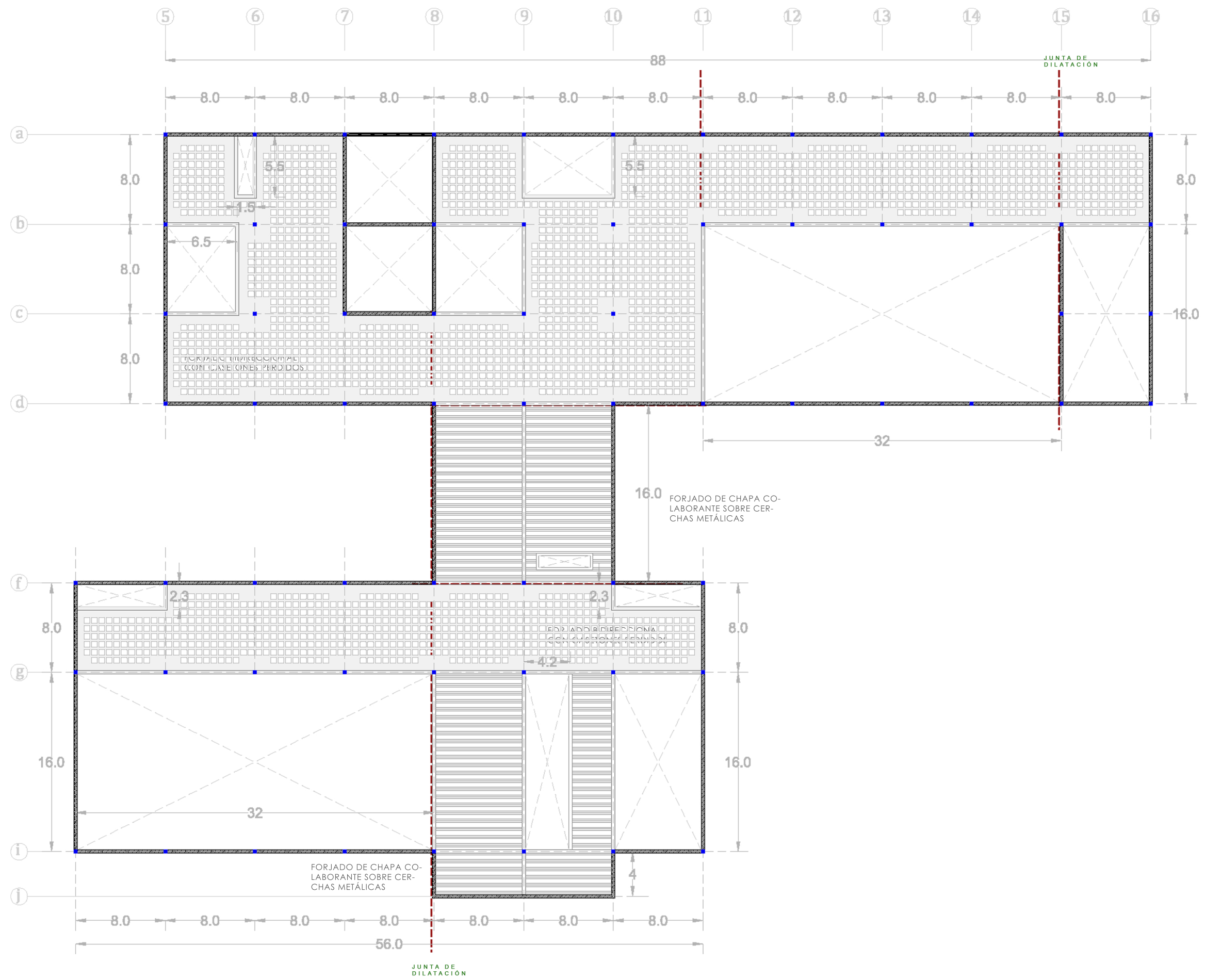
PLANTA CIMENTACIÓN E_1_350

COTA CIMENTACIÓN: -5m

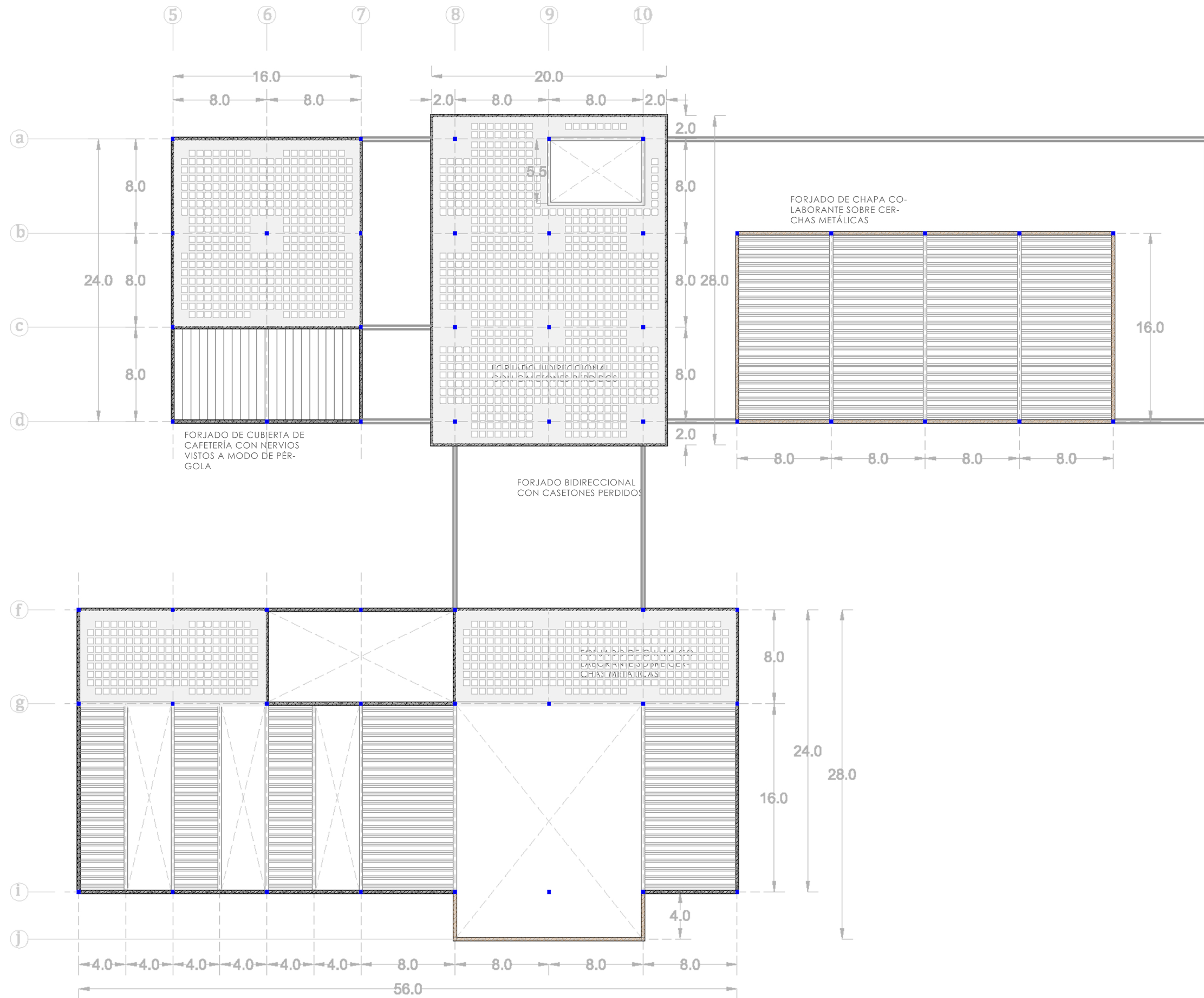
ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN

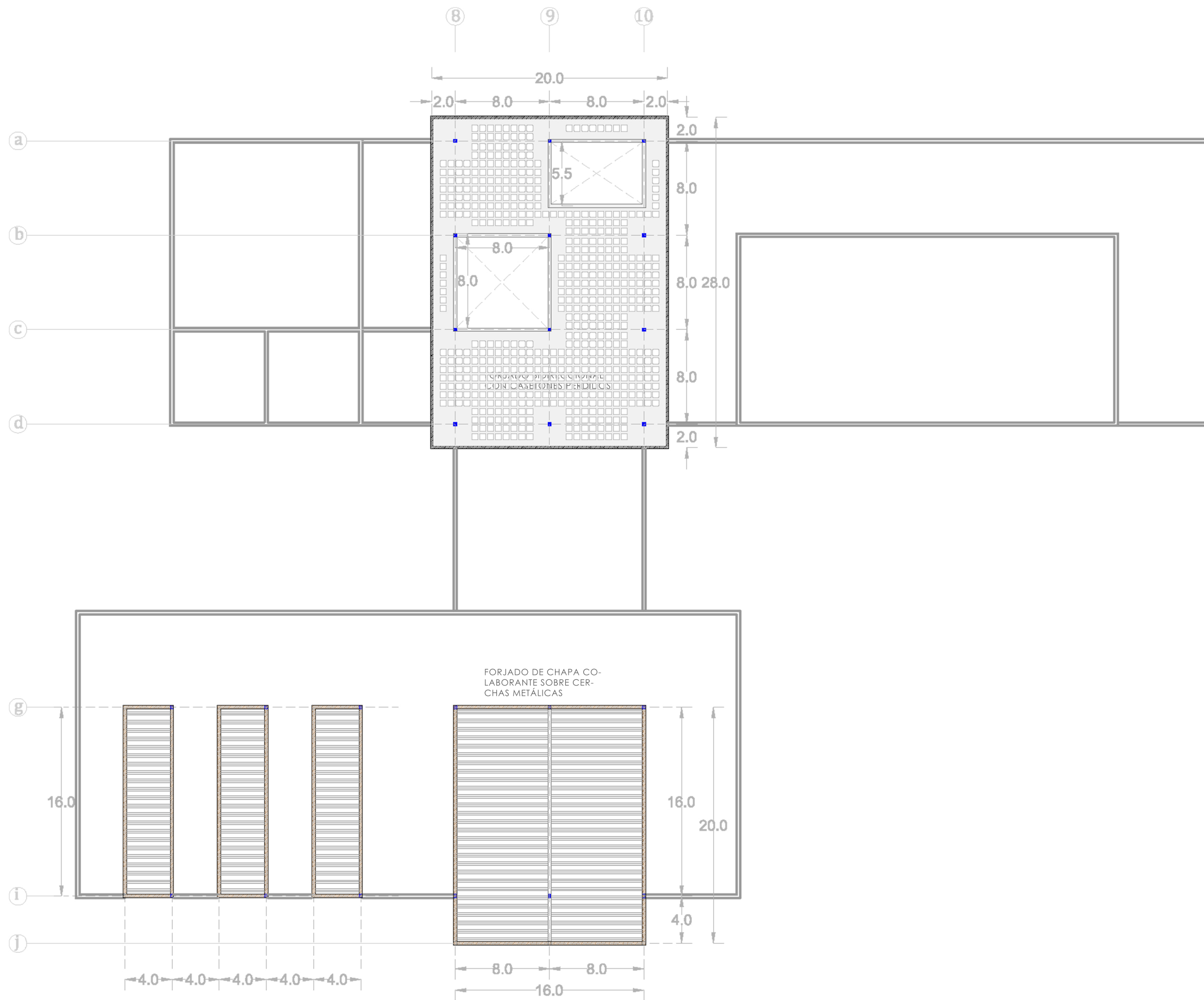


PLANTA SÓTANO E_1_350



PLANTA BAJA E_1_350





PLANTA SEGUNDA E_1_350

