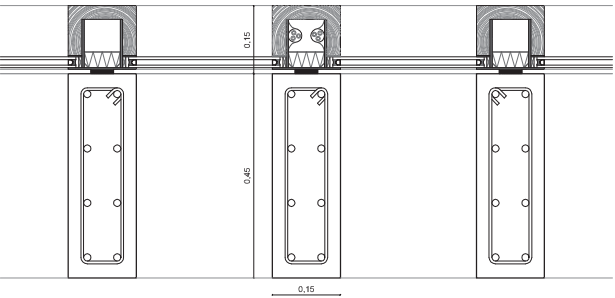


- 5.1_IDEA Y APLICACIÓN ESTRUCTURAL
- 5.2_ELEMENTOS ESTRUCTURALES
- 5.3_NORMATIVA DE APLICACIÓN
- 5.4_ESTIMACIÓN DE CARGAS
 - 5.4.1 INTERIOR DE MANZANAS, SALAS DE BIBLIOTECA
 - 5.4.2 BLOQUE DE FACHADA, HEMEROTECA/ADMINISTRACIÓN
- 5.5_COMBINACIÓN DE CARGAS
- 5.6_MÉTODO DE CÁLCULO
- 5.7_ELEMENTOS ESCOGIDOS
- 5.8_CÁLCULO ELEMENTOS LINEALES BIBLIOTECA
- 5.9_CÁLCULO ELEMENTOS LINEALES BLOQUE
- 5.10_CÁLCULO ELEMENTOS FINITOS BIBLIOTECA
- 5.11_CÁLCULO ELEMENTOS FINITOS BLOQUE
- 5.12_ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO
- 5.13_DEFORMADA COMPLETA DEL BLOQUE
- 5.14_ANEJO. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

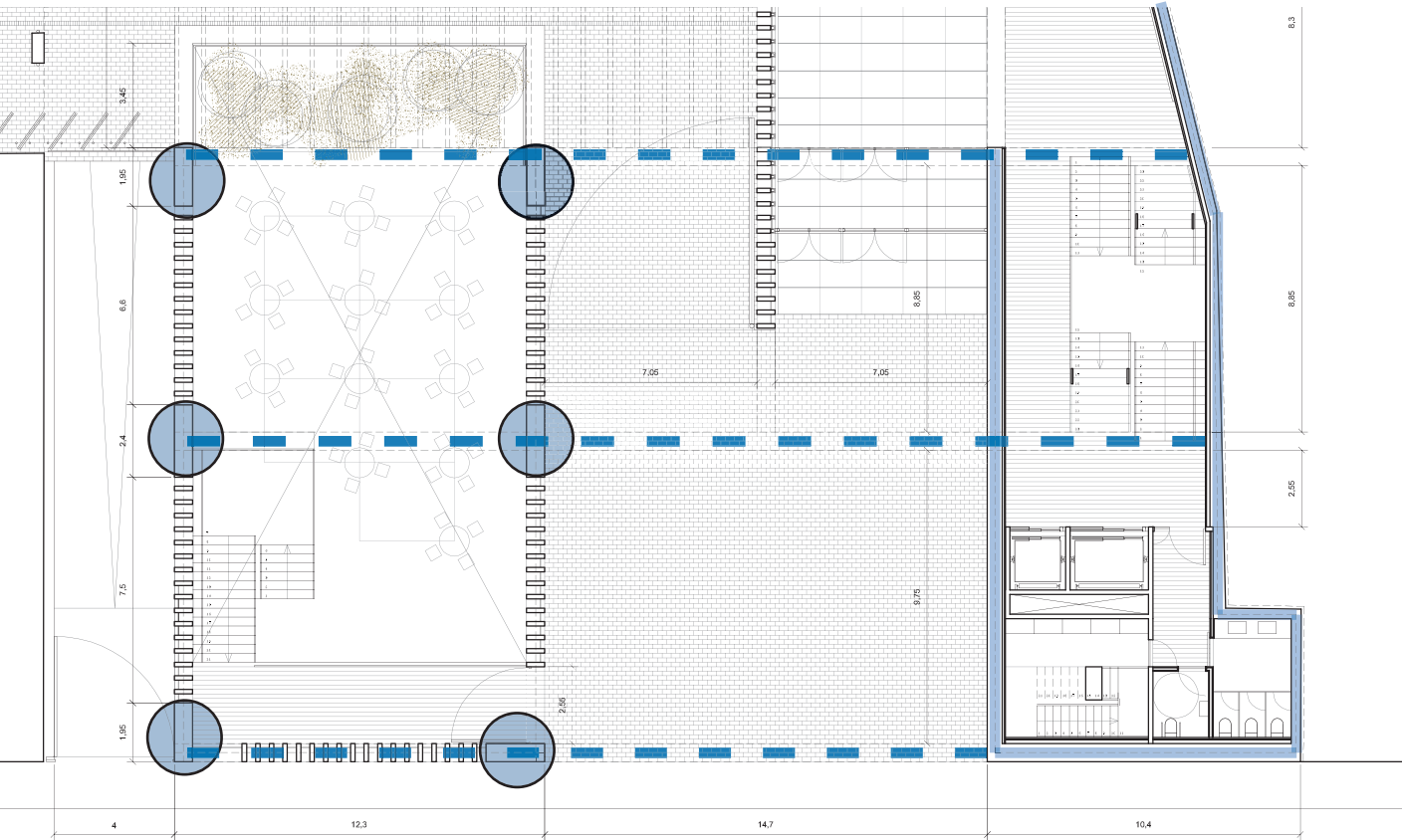
5.1.IDEA Y APLICACIÓN ESTRUCTURAL

Desde el comienzo de la idealización del proyecto se propuso la formalización de un cerramiento estructural que resolviese todo el edificio, tanto en la parte construida en el interior de manzana, como en el propio bloque de fachada. Dando así un sentido de elemento único a al biblioteca.

La formación de este cerramiento se propuso como un elemento *calado*, es decir, un elemento macizo al cual se le han sustraído una serie de volúmenes. Para materializar esta idea se piensa en la construcción prefabricada de una pieza de hormigón blanco de 60x15 cm dejando un espacio de 30cm entre cada una.



Como ya se ha comentado con anterioridad, el bloque de fachada se levanta respecto a la cota 0 para permitir la visión completa del espacio público y conseguir que el espacio de la cafetería se convierta en un punto de encuentro. Esta solución hace que aparezcan tres grandes vigas, apoyadas en tres puntos reforzados por tal importancia. Uno de ellos es el elemento de comunicación vertical que funciona como una gran pilar, el cual completa la medianera. Se considera que estas vigas tendrán un canto de 1,00 m. Por motivos estructurales.

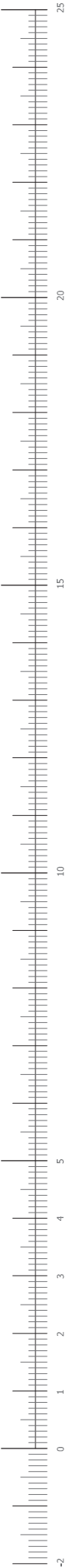


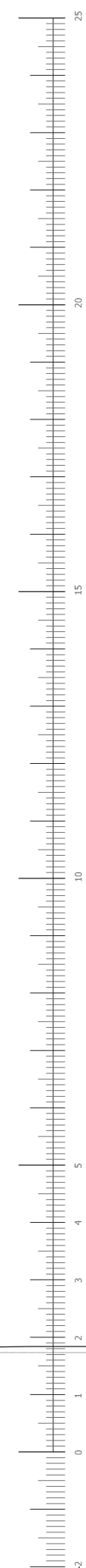
5.2.ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La estructura del edificio se compone de 7 elementos principales:

- _Pieza vertical de hormigón 60x15cm
Formación del cerramiento en todo el conjunto.
- _Viga de canto 60x100cm
Apoyo del bloque de fachada. Sun función es resistir todas las cargas procedentes de plantas supeiores.
- _Viga plana 60x25cm
Elemento de atado en las plantas superiores del bloque, conforma el canto de forjado visto desde fachada.
- _Viga en “L”, 60x100cm (60x30cm + 25x70cm)
A parte de su función estructural, es también utilizada para la colocación de luminarias y para mantener un canto continuo exterior en los primeros niveles.
- _Viga doble TT, viga en “pi”, 120x60cm
Forma la cubierta de la biblioteca infantil.
- _Muros de hormigón, 240x60cm y 195x60cm
Muro resistente de hormigón, reciben directamente las cargas de las tres grandes vigas de canto. Se encuentran en planta baja e inferiores (zona de la terraza de cafetería).
- _Núcleo rígido, compuesto por muro de 50cm de espesor
Cuya misión es dar rigidez al conjunto, funciona como un gran pilar, atando al bloque de fachada y al volumen de conferências.

**Los detalles constructivos relacionados a estos elementos estructurales se encuentran en el apartado 04 CONSTRUCCIÓN.*





DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

5.3.NORMATIVA DE APLICACIÓN

- 5.3.1. Código técnico de la Edificación
- DB-SE Seguridad Estructural
 - DB-SE-AE Acciones en la edificación
 - DB-SE-A Acero

5.3.2. Instrucción del hormigón estructural E.H.E.

5.3.3. Norma de la construcción Sismorresistente NCSE 02 RD

5.3.4. MATERIALES:

_Hormigón HA-35/B16/IIIa

Resistencia Característica: 35 N/mm2/
Coeficiente de minoración: 1,5
Consistencia: Blanda
Asiento Cono Abrahams: 6-9cm
Máxima relación a/c: 0,5
Mínimo contenido de cemento: 300kg/m3/
Tipo de ambiente (agresividad): IIIa
Recubrimiento nominal: 30mm (marcado por la norma)
Sistema de Compactación: Vibrado

_Acero armaduras Acero B400-S

Límite elástico: 400 N/mm2/
Nivel de control previsto: Normal
Coeficiente de minoración: 1,15

5.4.ESTIMACIÓN DE CARGAS

5.4.1 INTERIOR DE MANZANA, SALAS DE BIBLIOTECA

A1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO PB-P1

Peso propio de la viga de canto:
0,6 x 1,0 x 25 = 15 KN/m

Peso propio del forjado:
_Capa de compresión:
0,08 x 25 = 2 KN/m²
_Nervios:
0,15 x 0,55 x 25 = 2,06 KN/m

Peso propio de la viga de canto en L:
(0,60 x 0,30 + 0,25 x 0,70) x 25 = 8,9 KN/m

A2.ACCIONES VARIABLES FORJADO PB-P1

Sobrecarga de uso
C1(Zona con mesas y sillas) 3 KN/m²

Tabiquería + Mobiliario 1 KN/m²
Solado(Tabla C.5 DB-SE-AE) 1 KN/m²

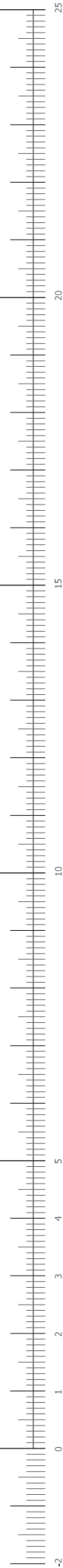
VIENTO:
 $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$ (Presión)
 $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_s$ (Succión)

$q_b = 0,5$ KN/m² Cualquier punto del territorio español
 $c_e = 2,4$ Zona urbana en general, con altura de 24 m.
 $c_p = 0,7$ Esbeltez 0,5 en el plano paralelo al viento
 $c_s = -0,4$ Esbeltez 0,5 en el plano paralelo al viento

$q_e = 0,84$ KN/m² (Presión)
 $q_e = -0,48$ KN/m² (Succión)

A3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)



B1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO CUBIERTA

Peso propio de la viga de canto:
0,6 x 1,0 x 25 = 15 KN/m

Peso propio del forjado:
_Capa de compresión:
0,08 x 25 = 2 KN/m²
_Nervios:
0,15 x 0,55 x 25 = 2,06 KN/m

Peso propio de la viga de canto en L:
(0,60 x 0,30 + 0,25 x 0,70) x 25 = 8,9 KN/m

Tratamiento de cubierta:
Cubierta plana invertida con acabado de grava
CTE Tabla C5 2,5 KN/m²

B2.ACCIONES VARIABLES FORJADO PB-P1

Sobrecarga de uso
G1 (cubierta para mantenimiento) 1 kN/m²

VIENTO
Se calcula de la misma forma que en el caso de las plantas intermedias.

q_e = 0,84 KN/m² (Presión)
q_e = -0,48 KN/m² (Succión)

B3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sobrecarga de nieve
Zona (Valencia) S_k = 0,2 kN/m²
Inclinación de la cubierta<30º i_s = 1

q_n = S_k · i_s = 0,2 kN/m²

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)

C1.LUCERNARIO

Cargas puntuales del lucernario sobre los nervios del forjado de cubierta.

Losa de 20 cm de hormigón
Dimensión, profundidad: 3,2 m
Ámbito de 90 cm x 160 cm

0,9 x 1,6 x 25 x 0,2 = 7,2 KN

D1.ESCALERA SALAS BIBLIOTECA

Se toma esta escalera, respecto a las otras, para el cálculo por ser la más desfavorable respecto a sus apoyos, ya que sólo apoya en su arranque y llegada.

_Información:

Zancas: Perfil metálico rectangular 120 x 60 mm
espesor 4 mm. Prontuario= 0,105 KN/m

Material del peldaño/descansillo: Madera de roble, tablero de fibras resistentes (Tabla C.1 ANEJO C, DB-SE-AE)
10 KN/m³

Sobrecarga de uso (C1) + Seguridad
3 KN/m² + 1 KN/m² = 4 KN/m²

D2.ACCIONES PERMANENTES ESCALERA

Peso propio de la escalera:
_Zanca interior, longitud 8,0 m
_Zanca exterior, longitud 13,4 m
_21 peldaños, 1,5 m x 0,3 m x 0,05 m
_Descansillo, 3,1 m x 1,5 m x 0,05 m.
Superficie total: 14,1 m²

Zanca int.
8,0 m x 0,105 KN/m = 0,84 KN
Zanca ext.
13,4 m x 0,105 KN/m= 1,407 KN

Material.
10 KN/m³ x 0,05 m x 14,1 m² = 7,05 KN

D3.ACCIONES VARIABLES ESCALERA

4 KN/m² x 14,1 m² = 56,4 KN

D3.CARGAS ESCALERA

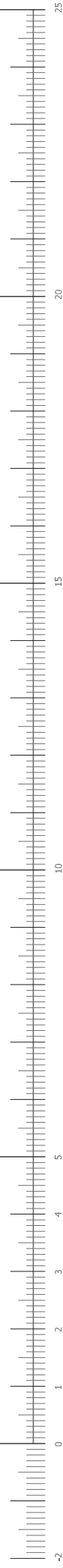
Peso propio:

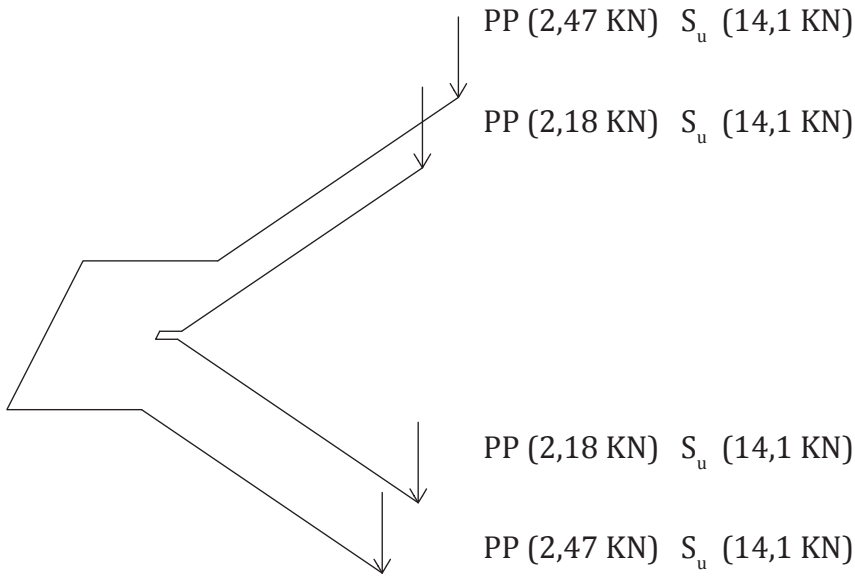
Carga zanca interior, llegada y arranque
_(0,84 KN + 7,05/2 KN) / 2 = 2,18 KN

Carga zanca exterior, llegada y arranque
_(1,407 KN + 7,05/2 KN) / 2 = 2,47 KN

Sobrecarga de uso:

_56,4/4 KN (4 puntos de apoyo) = 14,1 KN





5.4.2 BLOQUE DE FACHADA, HEMEROTECA/ADMINISTRACIÓN

A1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO PS-PB

Peso propio de la viga de canto:
0,6 x 1,0 x 25 = 15 KN/m

Peso propio del forjado:
_Losa canto 30 cm
0,3 x 25 = 7,5 KN/m²

A2.ACCIONES VARIABLES FORJADO PS-PB

Sobrecarga de uso
C3(Zona sin obstáculos) 5 KN/m²

Solado(Capa de hormigón 10 cm) 0,1 x 25 = 2,5 KN/m²

VIENTO:
Se calcula de la misma forma que en el caso de las plantas intermedias.

q_e = 0,84 KN/m² (Presión)
q_e = -0,48 KN/m² (Succión)

A3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa
con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)

B1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO PB-P1

Peso propio de la viga de canto:
0,6 x 1,0 x 25 = 15 KN/m

Peso propio del forjado:
_Losa canto 30 cm
0,3 x 25 = 7,5 KN/m²

Tratamiento de cubierta:
Cubierta plana invertida con acabado de grava
CTE Tabla C5 2,5 KN/m²

B2.ACCIONES VARIABLES FORJADO PS-PB

Tabiquería + Mobiliario 1 KN/m²
Solado, linoleo(Tabla C.5 DB-SE-AE) 0,5 KN/m²

Sobrecarga de uso
C3(Zona sin obstáculos) 5 KN/m²

C1(Zona con mesas y sillas) 3 KN/m²

G1 (cubierta para mantenimiento) 1 kN/m²

VIENTO:
Se calcula de la misma forma que en el caso de las plantas intermedias.

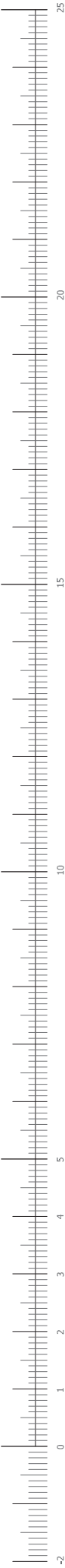
q_e = 0,84 KN/m² (Presión)
q_e = -0,48 KN/m² (Succión)

B3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sobrecarga de nieve
Zona (Valencia) S_k = 0,2 kN/m²
Inclinación de la cubierta<30º μ = 1

q_n = S_k · μ = 0,2 kN/m²

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa
con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)



C1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO P1-P2 = P3-P4 = P4-P5

Peso propio del forjado:
_Capa de compresión:
0,08 x 25 = 2 KN/m²
_Nervios:
0,15 x 0,55 x 25 = 2,06 KN/m
_Viga plana
0,60 x 0,25 x 25 = 3,75 KN/m

C2.ACCIONES VARIABLES FORJADO P1-P2 = P3-P4 = P4-P5

Tabiquería + Mobiliario 1 KN/m²
Solado, linoleo(Tabla C.5 DB-SE-AE) 0,5 KN/m²

Sobrecarga de uso
C1(Zona con mesas y sillas) 3 KN/m²

VIENTO:
Se calcula de la misma forma que en el caso de las plantas intermedias.

q_e = 0,84 KN/m² (Presión)
q_e = -0,48 KN/m² (Succión)

B3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)

D1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO P2-P3

Peso propio del forjado:
_Capa de compresión:
0,08 x 25 = 2 KN/m²
_Nervios:
0,15 x 0,55 x 25 = 2,06 KN/m
_Viga plana
0,60 x 0,25 x 25 = 3,75 KN/m

Tratamiento de cubierta:
Cubierta plana invertida con acabado de grava
CTE Tabla C5 2,5 KN/m²

D2.ACCIONES VARIABLES FORJADO P2-P3

Tabiquería + Mobiliario 1 KN/m²
Solado, linoleo(Tabla C.5 DB-SE-AE) 0,5 KN/m²

Sobrecarga de uso
C1(Zona con mesas y sillas) 3 KN/m²

G1 (cubierta para mantenimiento) 1 KN/m²

VIENTO:
Se calcula de la misma forma que en el caso de las plantas intermedias.

q_e = 0,84 KN/m² (Presión)
q_e = -0,48 KN/m² (Succión)

D3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sobrecarga de nieve
Zona (Valencia) S_k = 0,2 kN/m²
Inclinación de la cubierta<30º $\mu_s = 1$

q_n = S_k · μ_s = 0,2 kN/m²

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)

E1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO P5-P6

Peso propio del forjado:
_Capa de compresión:
0,08 x 25 = 2 KN/m²
_Nervios:
0,15 x 0,55 x 25 = 2,06 KN/m
_Viga plana
0,60 x 0,25 x 25 = 3,75 KN/m

Tratamiento de cubierta:
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros
CTE Tabla C5 1 KN/m²

E2.ACCIONES VARIABLES FORJADO P5-P6

Tabiquería + Mobiliario 1 KN/m²
Solado, linoleo(Tabla C.5 DB-SE-AE) 0,5 KN/m²

Sobrecarga de uso
C3(Zona sin obstáculos) 5 KN/m²

F (cubierta privada) 1 KN/m²

VIENTO:
Se calcula de la misma forma que en el caso de las plantas intermedias.

$q_e = 0,84 \text{ KN/m}^2$ (Presión)
 $q_e = -0,48 \text{ KN/m}^2$ (Succión)

E3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sobrecarga de nieve
Zona (Valencia) $S_k = 0,2 \text{ kN/m}^2$
Inclinación de la cubierta<30º $\mu = 1$

$q_n = S_k \cdot \mu = 0,2 \text{ kN/m}^2$

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)

F1.ACCIONES PERMANENTES FORJADO CUBIERTA

Peso propio del forjado:
_Capa de compresión:
 $0,08 \times 25 = 2 \text{ KN/m}^2$
_Nervios:
 $0,15 \times 0,55 \times 25 = 2,06 \text{ KN/m}$
_Viga plana
 $0,60 \times 0,25 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}$

Tratamiento de cubierta:
Cubierta plana invertida con acabado de grava
CTE Tabla C5 $2,5 \text{ KN/m}^2$

F2.ACCIONES VARIABLES FORJADO CUBIERTA

Sobrecarga de uso
G1 (cubierta para mantenimiento) 1 kN/m^2

F3.ACCIONES ACCIDENTALES

Sobrecarga de nieve
Zona (Valencia) $S_k = 0,2 \text{ kN/m}^2$
Inclinación de la cubierta<30º $\mu = 1$

$q_n = S_k \cdot \mu = 0,2 \text{ kN/m}^2$

Sismo (No se ha tenido en cuenta debido a que el programa con el que se ha calculado la estructura no lo calcula)

G1.ESCALERA SALAS BIBLIOTECA

Se toma la escalera antes calculada dentro de la sala de biblioteca como la mas desfavorable, la escalera principal contenida dentro del nucleo de hormigón, resuelta con el mismo sistema (zanca metálica), está más reforzada ya que está atada lateralmente al muro de hormigón

Peso propio de la escalera protegida:
Se modeliza como losa arriostrada a las vigas o muros perimetrales

Escalera protegida -> Losa 20 cm $0,2 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

5.5. COMBINACIÓN DE CARGAS

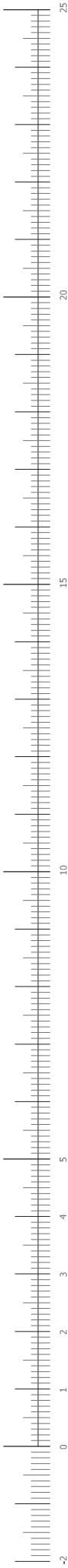
Para la realización de las hipótesis se ha tenido en cuenta tanto los coecifientes de mayoración de las acciones como los coecifientes de simultaneidad. Dado que la sobrecarga de uso resulta mucho mayor que la producida por el viento y la nieve se llega a la conclusión que será ésta la que domine sobre las otras. Es el programa Architrave, utilizado para el cálculo, el encargado de seleccionar la combinación más desfavorable.

Estados Límites Últimos (ELU)

Tipo de acción	Situación permanente o transitoria		Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
G permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
G' perm.no const.	$\gamma_{G'} = 1,00$	$\gamma_{G'} = 1,50$	$\gamma_{G'} = 1,00$	$\gamma_{G'} = 1,00$
Q variable	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental			$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Estados Límites de Servicio (ELS)

Tipo de acción		
	Favorable	Desfavorable
G permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
G' perm.no const.	$\gamma_{G'} = 1,00$	$\gamma_{G'} = 1,00$
Q variable	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,00$



Los coecifientes de simultaneidad para sobrecargas serán los siguientes:

	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Zonas destinadas al público	0,70	0,70	0,60
Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento	0,00	0,00	0,00

Para nieve serán:

	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Nieve altitud < 1000 m.	0,50	0,50	0,00

Las situaciones consideradas serán las siguientes:

Estados Limite Ultimos:

Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_PP_k+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_PP_k+\gamma_AA_k+\gamma_{Q,1}\Psi_{1,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Estados Limite de Servicio:

Combinacion caracteristica o poco frecuente (acciones de corta duracion que pueden resultar irreversibles)

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_PP_k+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{0,1}Q_{k,i}$$

Combinacion frecuente (acciones de corta duracion que pueden ser reversibles)

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_PP_k+\gamma_{Q,1}\Psi_{1,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Combinacion cuasi permanente (acciones de larga duracion)

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_PP_k+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

5.6. MÉTODO DE CÁLCULO

Los elementos tipo barra han sido modelizados espacialmente, como ejes que pasan por el centro de gravedad de la sección, las piezas verticales y las vigas y nervios. La modelización tanto de los muros de carga como el núcleo rígido se efectúa con elementos finitos superficiales, definidos tridimensionalmente y calculados gracias a las tensiones de membrana y a la flexión de placa.

Las solicitaciones de la estructura han sido obtenidas mediante el programa informático “Architrave”, programa de elementos finitos. Los elementos tipo barra serán calculados por el programa hasta llegar al detalle de armado y los elementos finitos serán calculados a mano con posterioridad.

Las cargas de carácter superficial se introduce en el programa mediante áreas de reparto y clasificadas por hipotesis. El programa distribuye automáticamente la acción de estas cargas sobre los nodos correspondientes.

Obtenidas las solicitaciones mediante el programa informático, se procede a la comprobación a resistencia y deformaciones de los elementos estructura- les más significativos del proyecto y al estudio del comportamiento global del edificio.

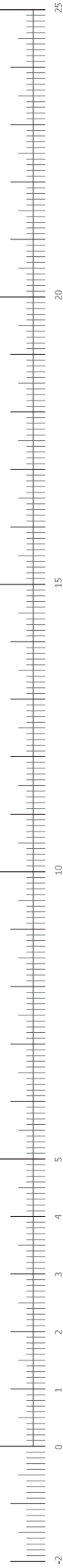
En cuanto a la cimentación, dado que no se conocían las características del terreno se ha optado por no calcularla dado que se ha considerado más importante el cálculo de la estructura del edificio, del cual si se conocen todos los datos. Para el cálculo de la estructura se ha optado por dotar al terreno de una resistencia de 200 kN/m², con el fin de proceder a la modelización.

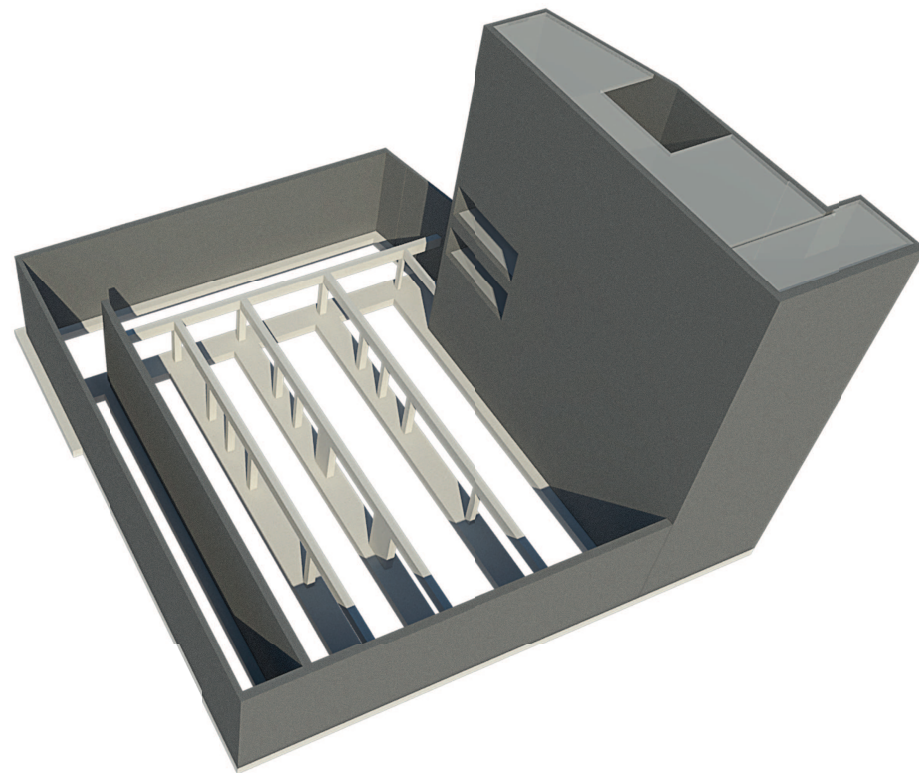
5.7. ELEMENTOS ESCOGIDOS

Para la comprobación de la estructura se ha modelizado una zona representa- tiva de las salas de biblioteca, en el interior de manzana, y así poder comprobar el cumplimiento de ambos forjados nervados junto al apoyo del lucernario.

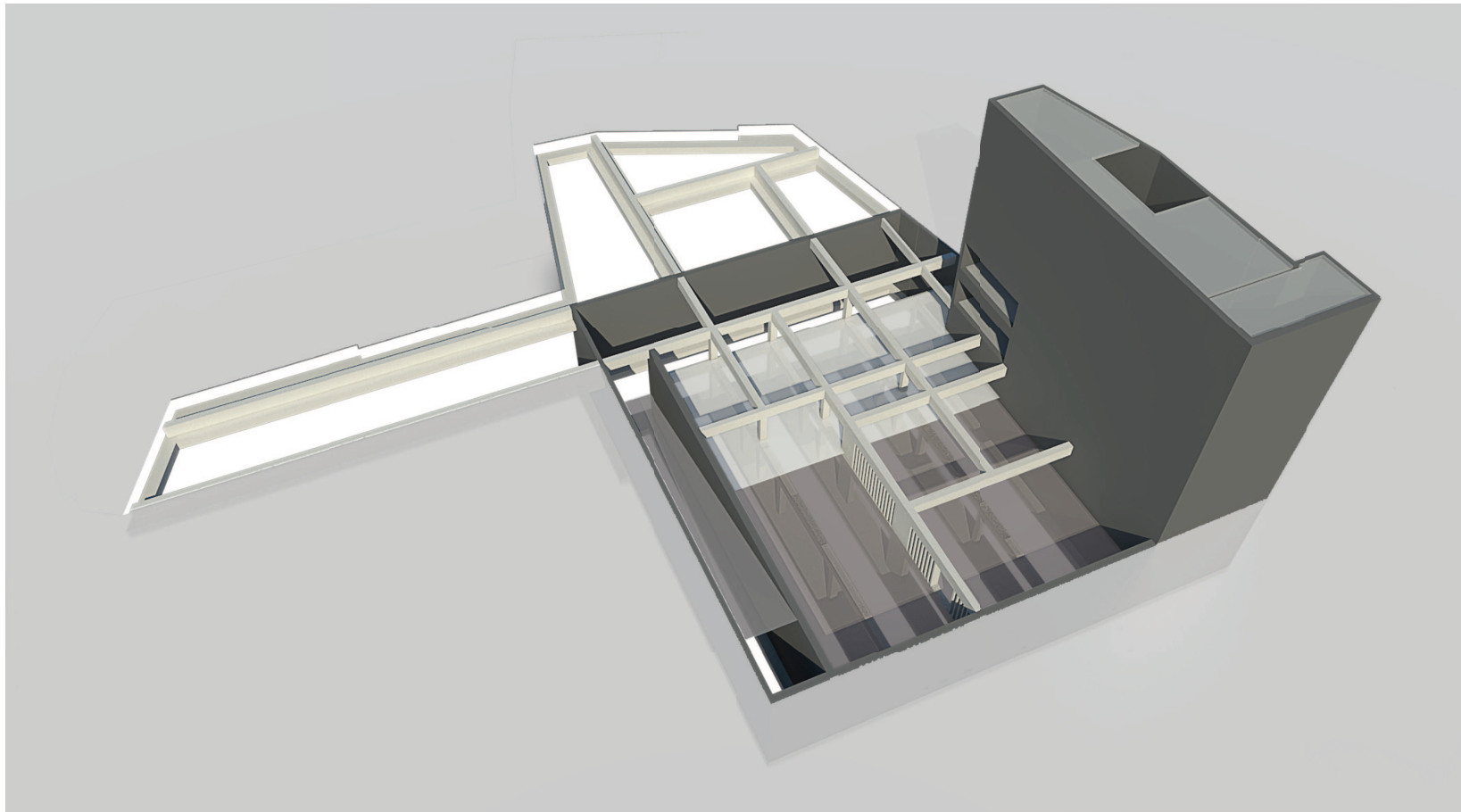
Además también se ha modelizado todo el bloque completo de fachada. La preo- cupación estructural del edificio se concentra en la estructura de planta baja y sótano, ya que se concentrarán todos los esfuerzos sobre las tres grandes vigas y los muros de apoyo. Observando también el comportamiento de las piezas verticales 60x45cm más desfavorables.

Se prevee que una vez calculados estos elementos el resto cumplirían.

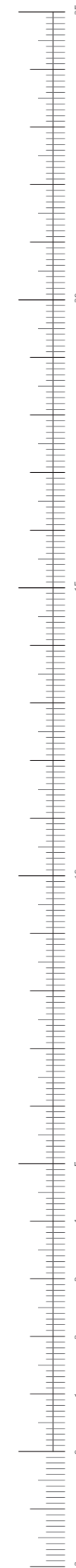


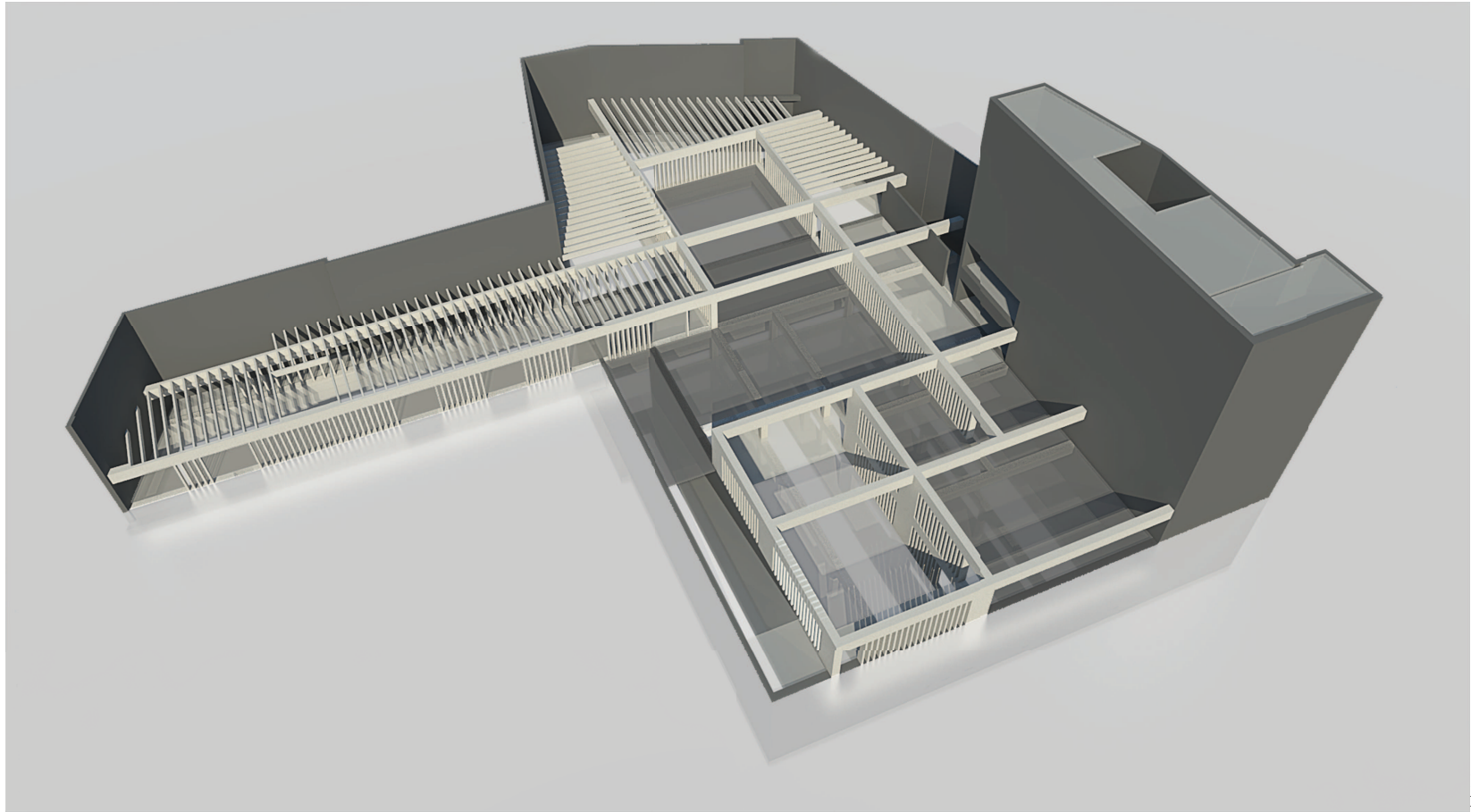


FASE ESTRUCTURAL 1
CIMENTACIÓN + MUROS CONTENCIÓN

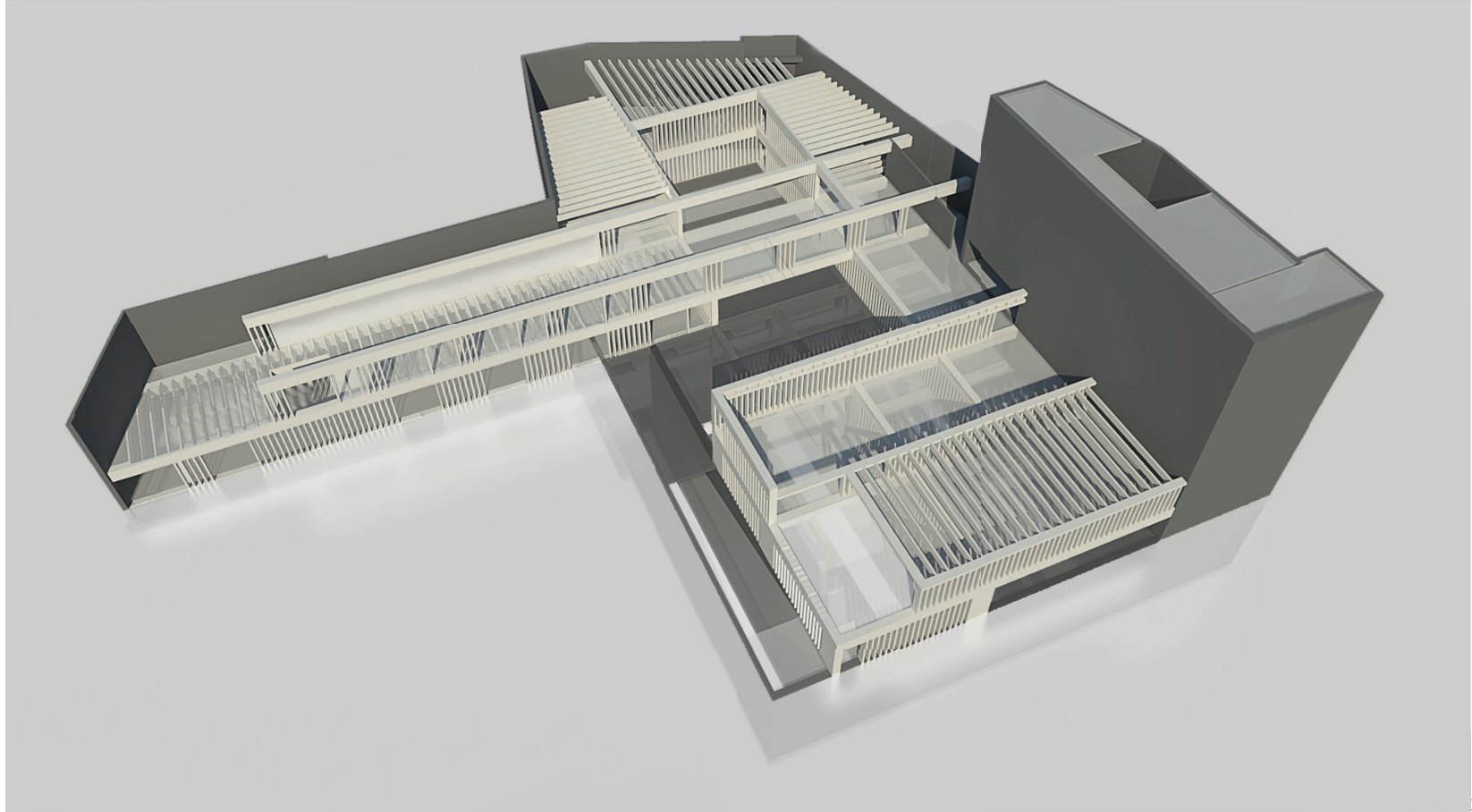


FASE ESTRUCTURAL 2
ESTRUCTURA PLANTA SÓTANO -1

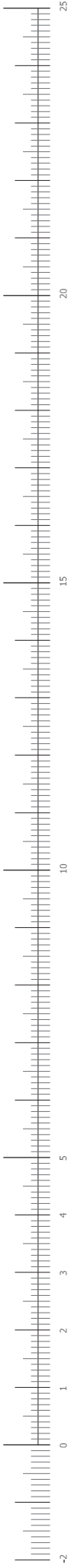


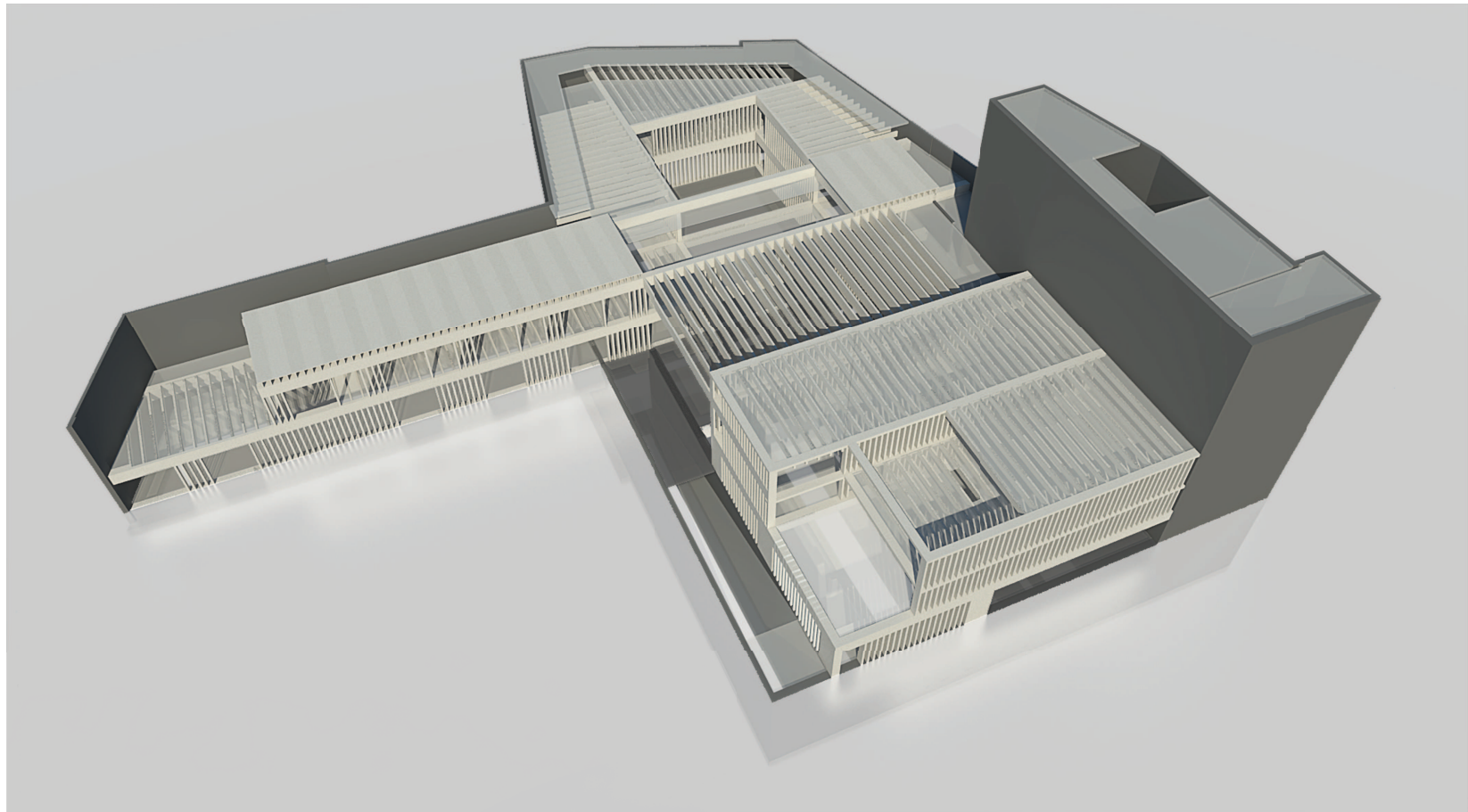


FASE ESTRUCTURAL 3
ESTRUCTURA PLANTA BAJA

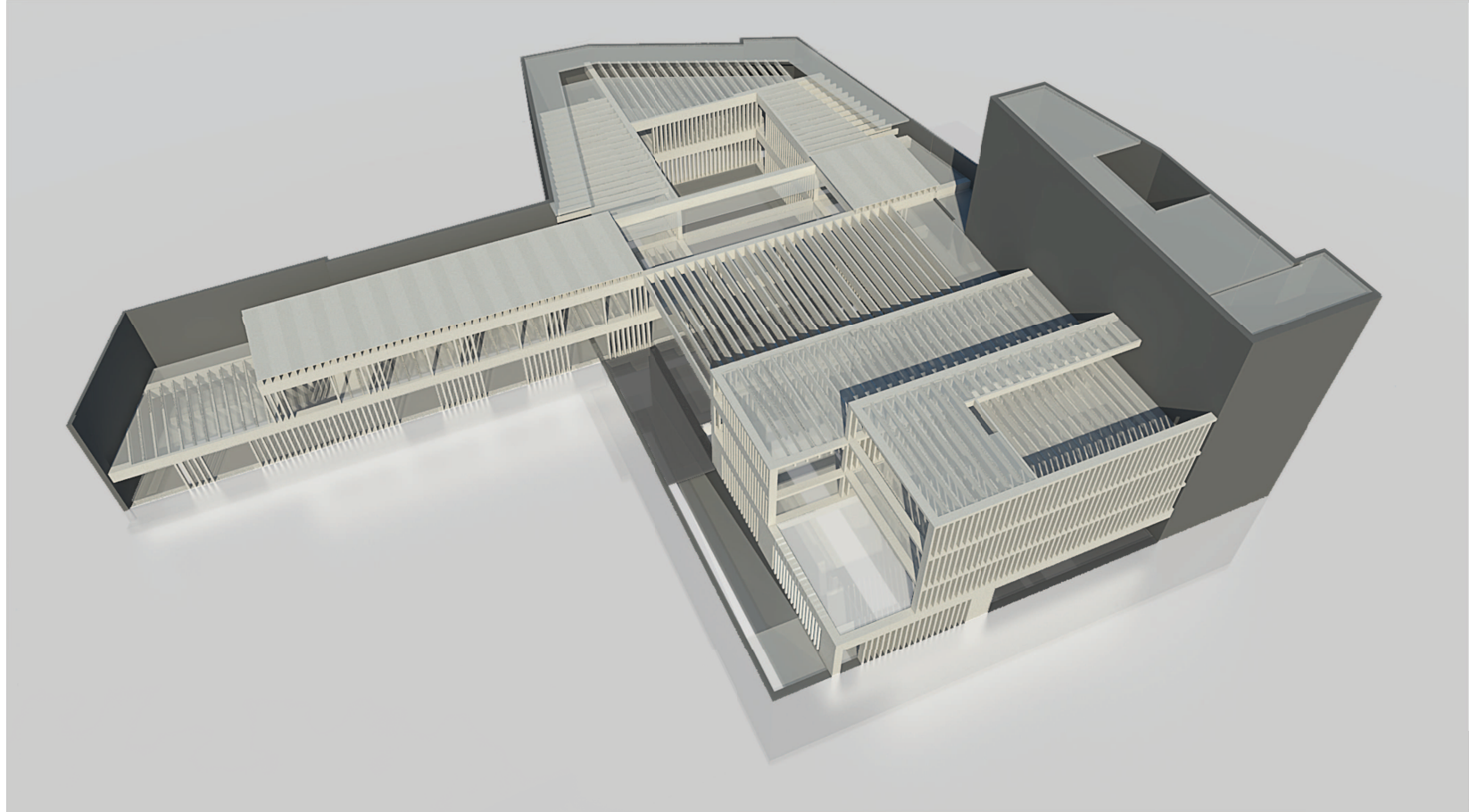


FASE ESTRUCTURAL 4
ESTRUCTURA PLANTA +1

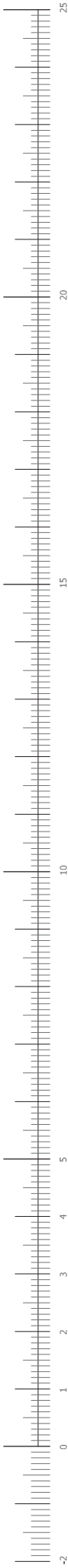


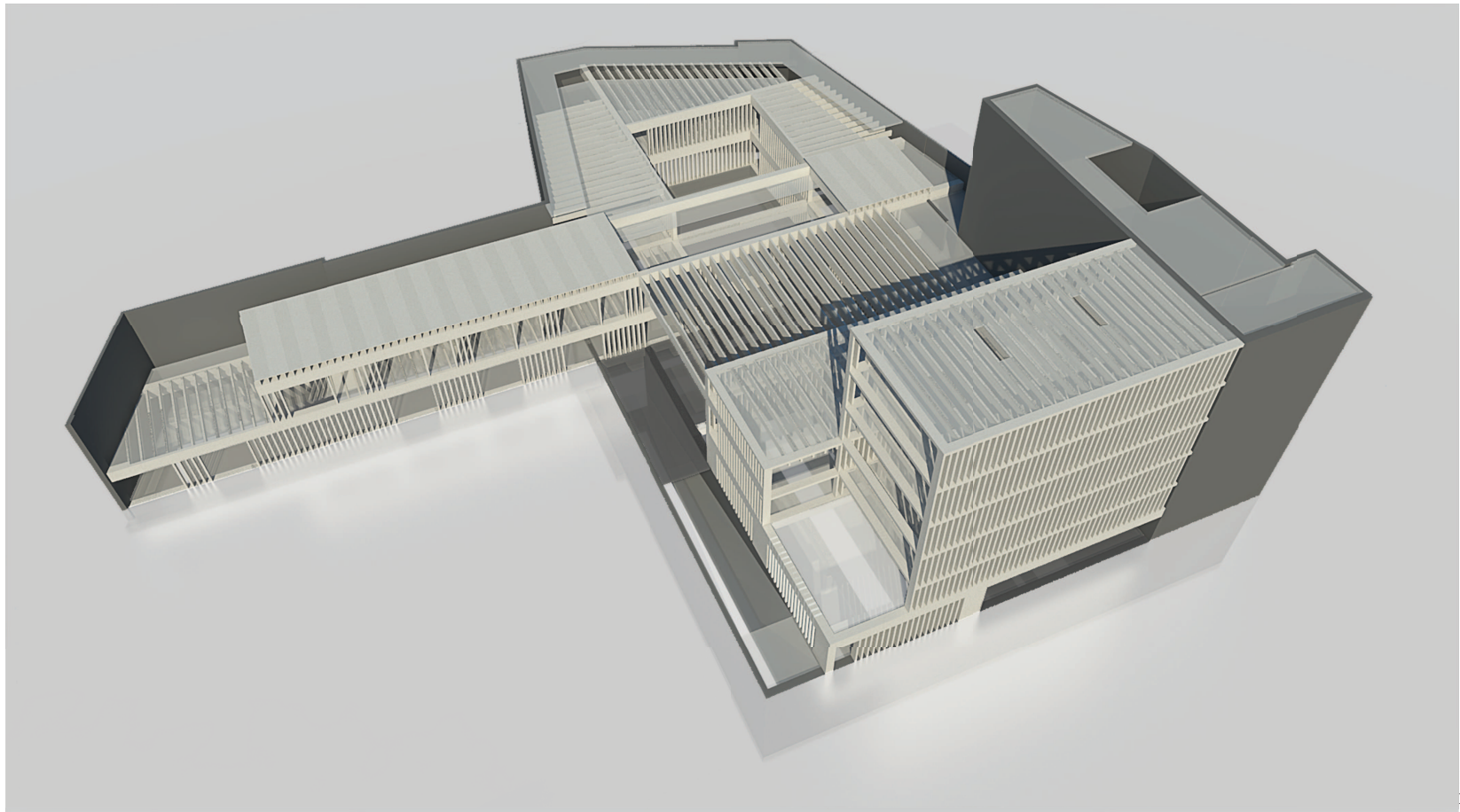


FASE ESTRUCTURAL 5
ESTRUCTURA PLANTA +2, CUBIERTA BIB.

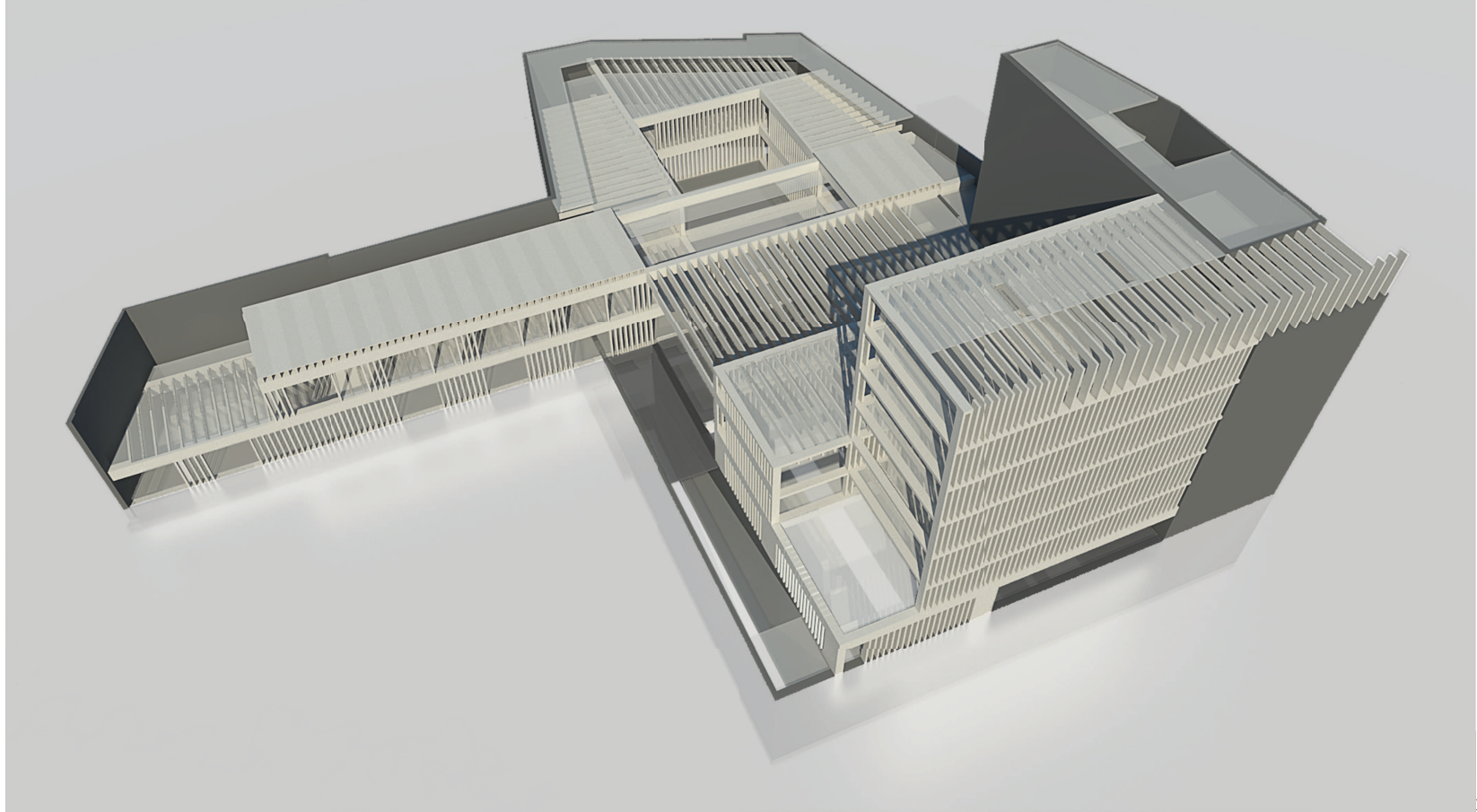


FASE ESTRUCTURAL 6
ESTRUCTURA PLANTA +3

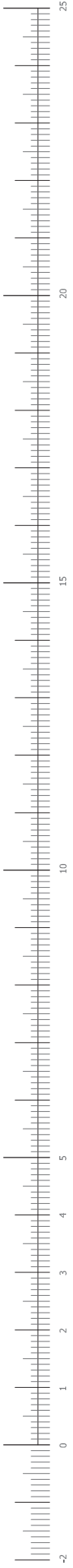




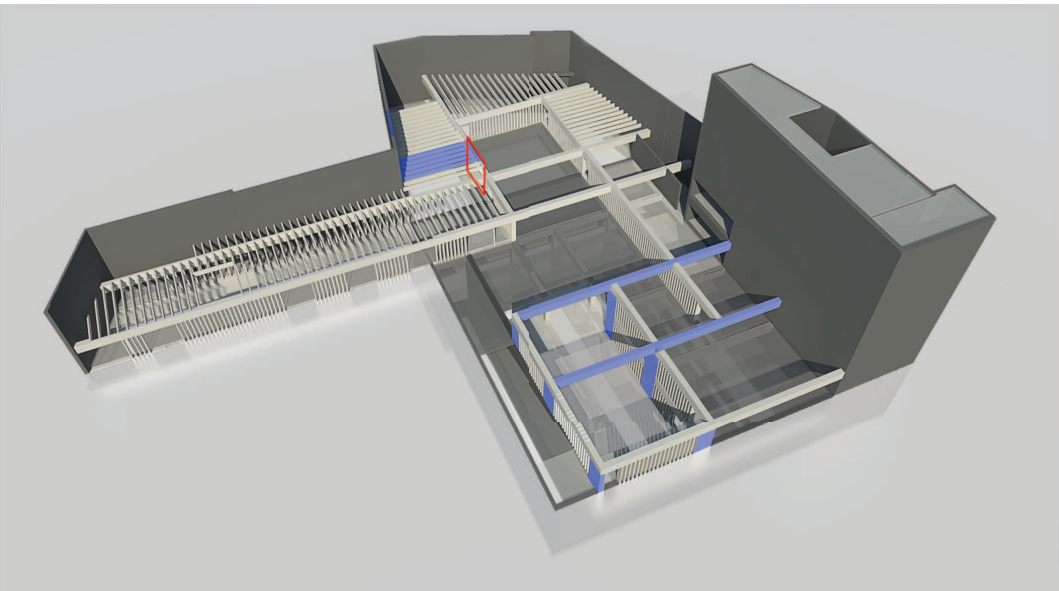
FASE ESTRUCTURAL 7
ESTRUCTURA PLANTA +4 +5



FASE ESTRUCTURAL 8
ESTRUCTURA PLANTA +6. STR TOTAL



5.8.CALCULO DE ELEMENTOS LINEALES BIBLIOTECA



Cálculo de las piezas verticales 15 x 45 cm de un tramo del interior de manzana representativo. Se ha tomado la zona donde el muro de medianera se encuentra a más distancia de estos elementos.
Comparando todos los elementos, la barra más desfavorable es la que corresponde con el pilar 7 en el nivel 0.
Como se puede observar, todas las piezas han sido armadas con la misma cantidad de armadura.

Diagrama de axiles KN

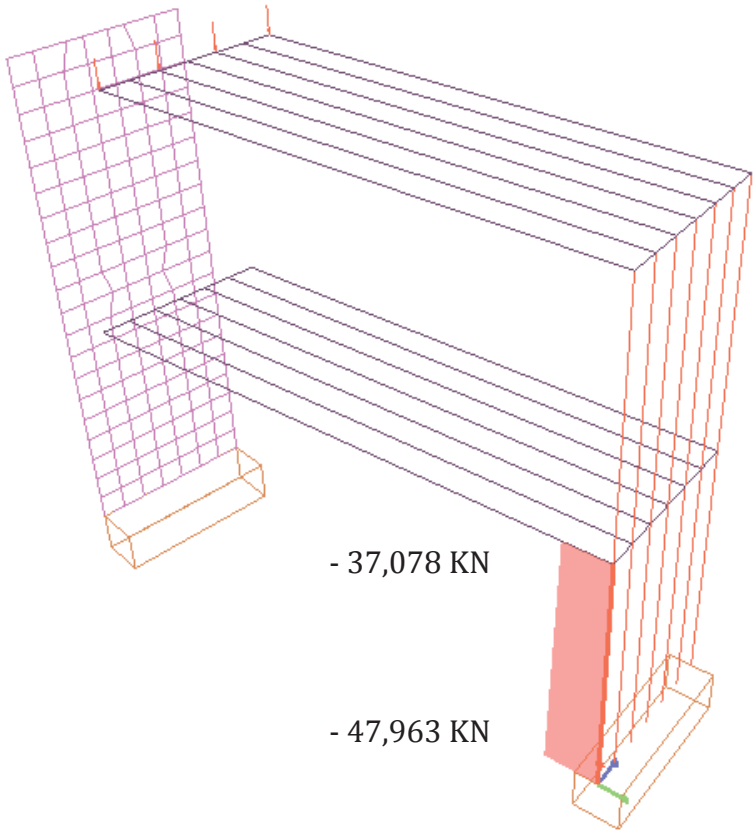


Diagrama de cortantes KN

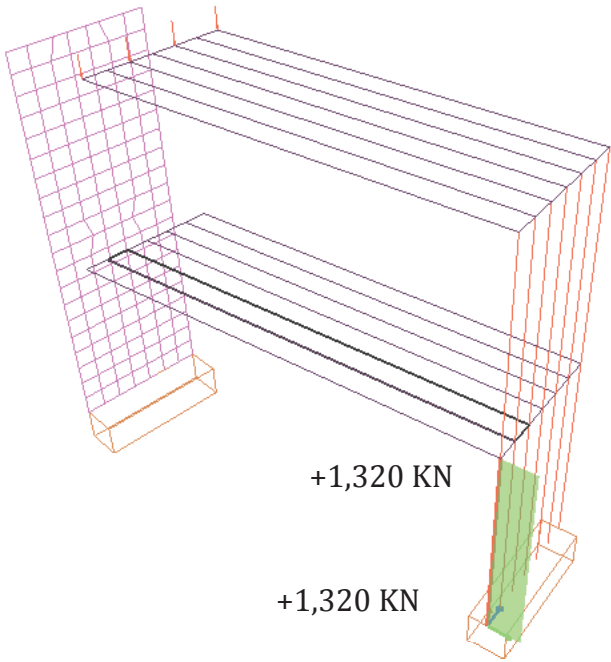
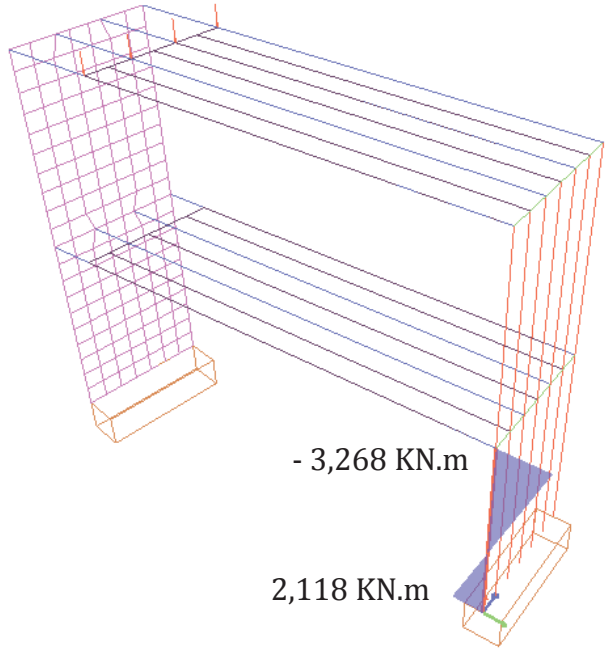
















Diagrama de momentos KN.m

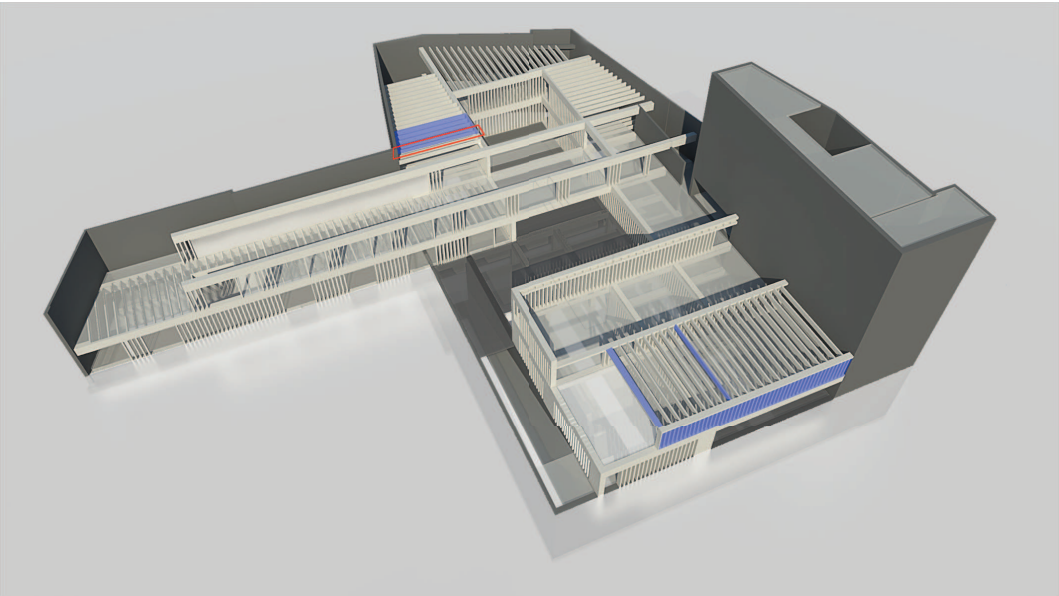


NIVEL 1. COTA + 4,08 m

NIVEL 0. COTA + 0,00 m

1	2	3	4	5	6	7
 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30
 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30	 BxH 15x45 6ø12 cø8/8 L=408+30

5.8.CALCULO DE ELEMENTOS LINEALES BIBLIOTECA



Cálculo de las piezas horizontales o nervios de 15 x 55 cm del forjado a cota + 8,16 m.
Se toman como referencias estos elementos respecto al resto en el interior de manzana, por su longitud (9,4 m) y porque funcionan como soporte del lucernario. Representado en cada nervio de este forjado como una carga puntual de 7,2 kN a una distancia de 3 metros del muro de medianera.
Los diagramas expuestos son del nervio más desfavorable.

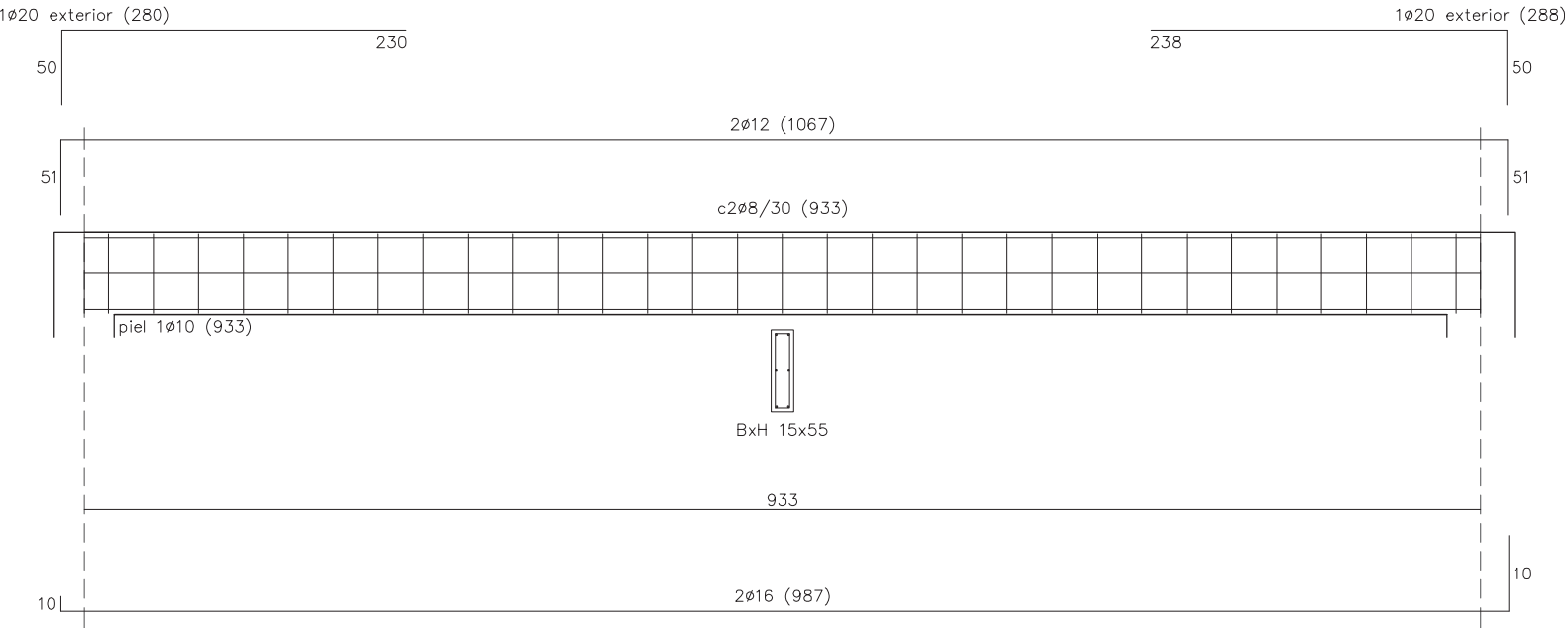


Diagrama de momentos KN.m

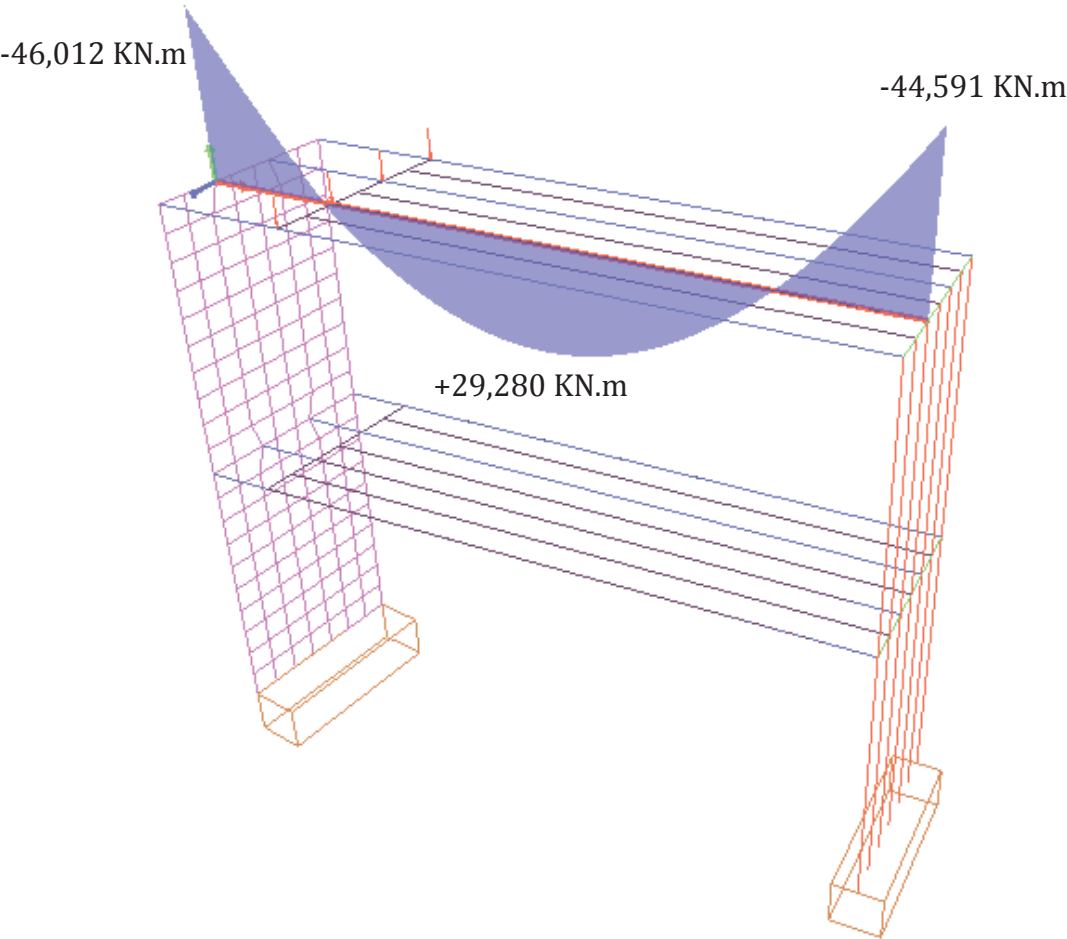


Diagrama de cortantes KN

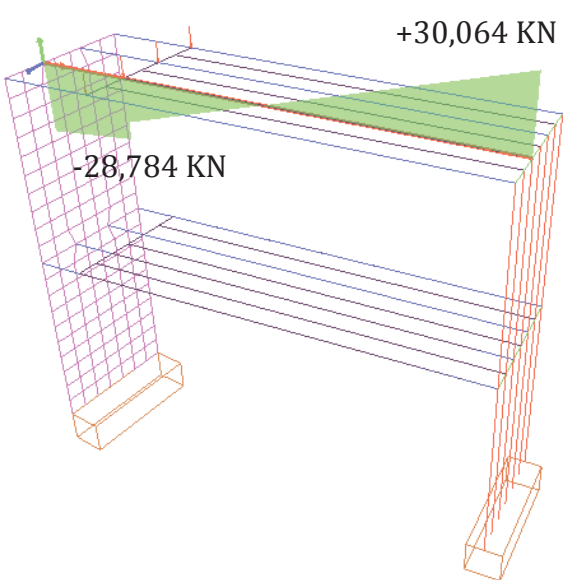
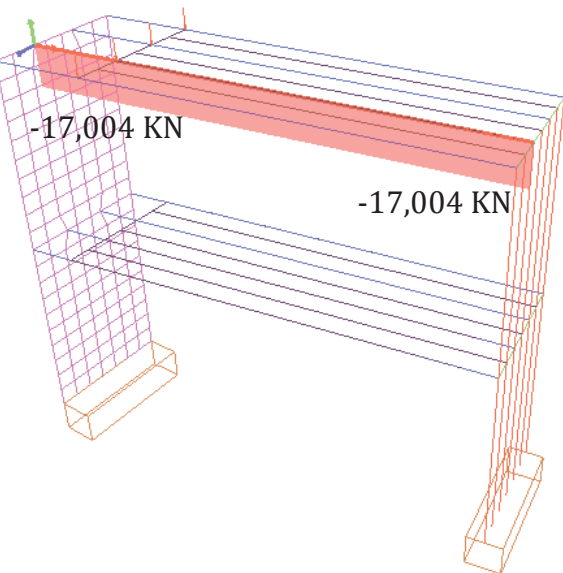


Diagrama de axiles KN



5.9.CALCULO DE ELEMENTOS LINEALES BLOQUE

Cálculo de las piezas verticales del bloque, tanto en planta baja como en sótano. Estas piezas de tamaño 15 x 60 cm recorren todo la zona de acceso y envuelven la doble altura de cafetería. Se han tomado como referencia las piezas más cercanas a los muros donde apoyan las grandes vigas, ya que estas piezas recibirán mayores cargas que las que se encuentran más alejadas de estos puntos. Los diagramas corresponden a la pieza donde se ha visto que existe mayor cortante respecto a las piezas adyacentes.



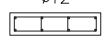
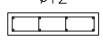
			
BxH 15x60	BxH 15x60	BxH 60x15	BxH 60x15
8ø12	8ø12	8ø12	8ø12
cø8/8	cø8/8	cø8/8	cø8/8
L=408+30	L=408+30	L=408+30	L=408+30

Diagrama de cortantes KN

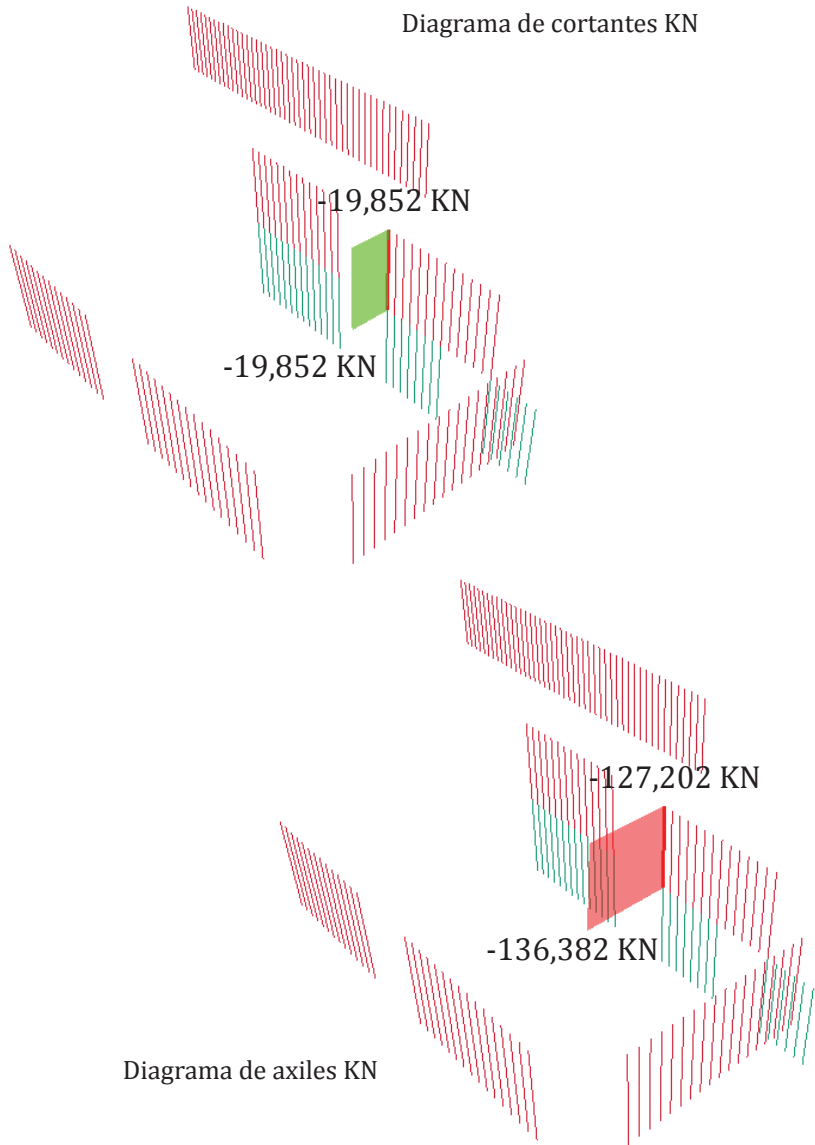
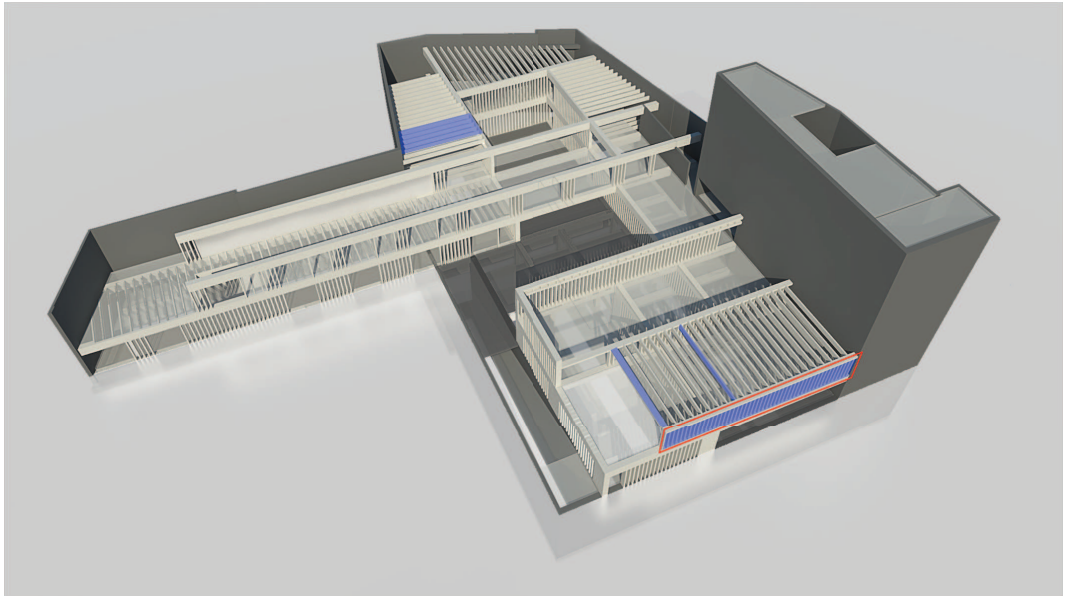






Diagrama de axiles KN



Cálculo de las piezas verticales del bloque 15 x 45 cm, en planta primera. La elección de estas piezas se debe a que son las más desfavorables del bloque con esta dimensión. Es decir, si estás piezas cumplen, es de suponer que todas las piezas en niveles superiores cumplirán.

Después de comparar todas las piezas se observa que las más reforzadas son las piezas situadas sobre el muro de apoyo de la gran viga central. es decir, las cargas se concentran en este punto. Posteriormente se calculará mediante elementos finitos este muro

			
BxH 45x15	BxH 45x15	BxH 45x15	BxH 45x15
8ø20	6ø20	10ø20	8ø20
cø8/8	cø8/8	cø8/8	cø8/8
L=290+50	L=290+50	L=290+50	L=290+50

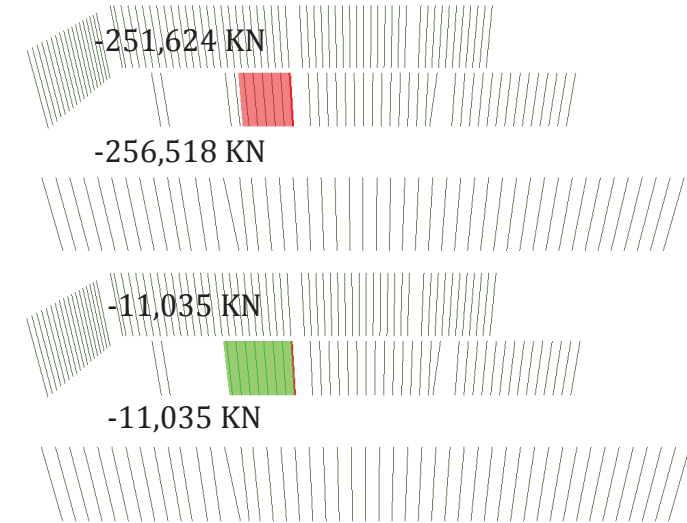
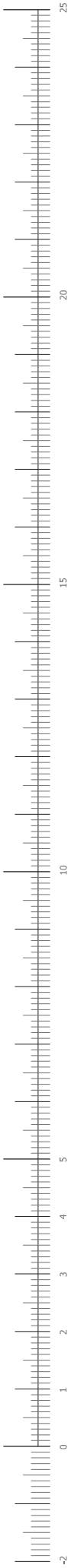
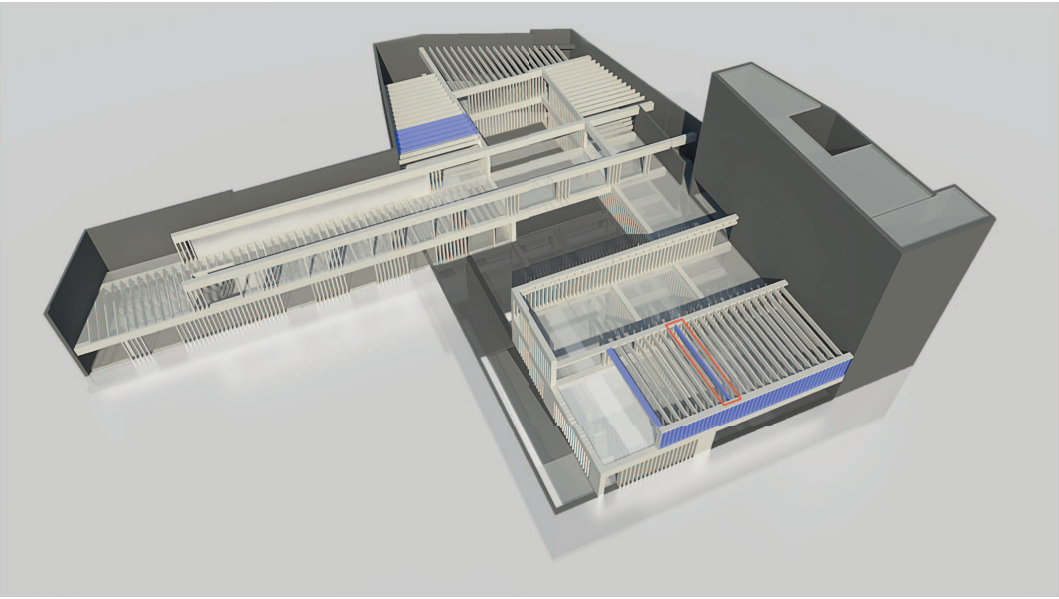


Diagrama de axiles KN

Diagrama de cortantes KN

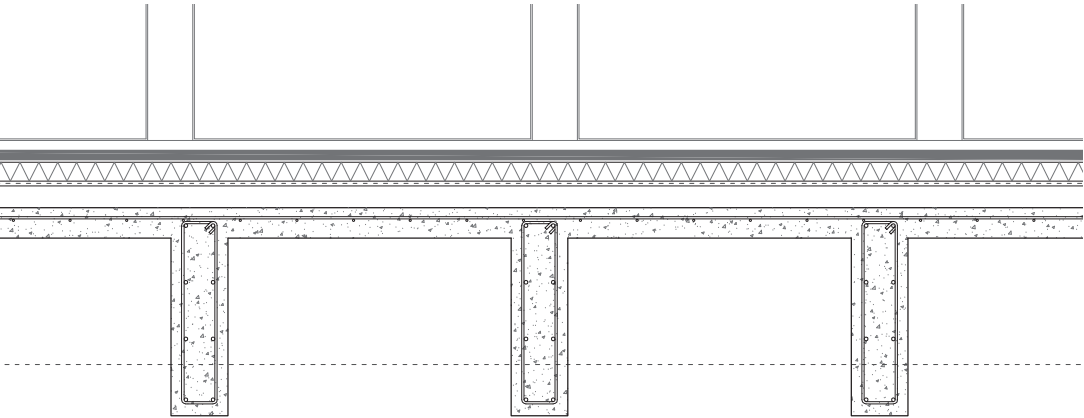


5.9.CALCULO DE ELEMENTOS LINEALES BLOQUE

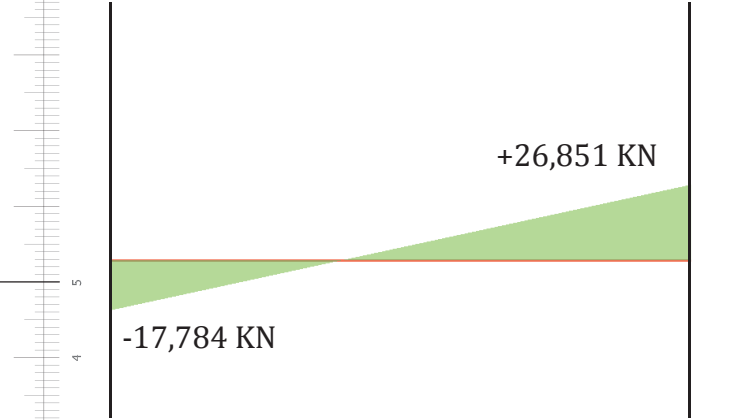
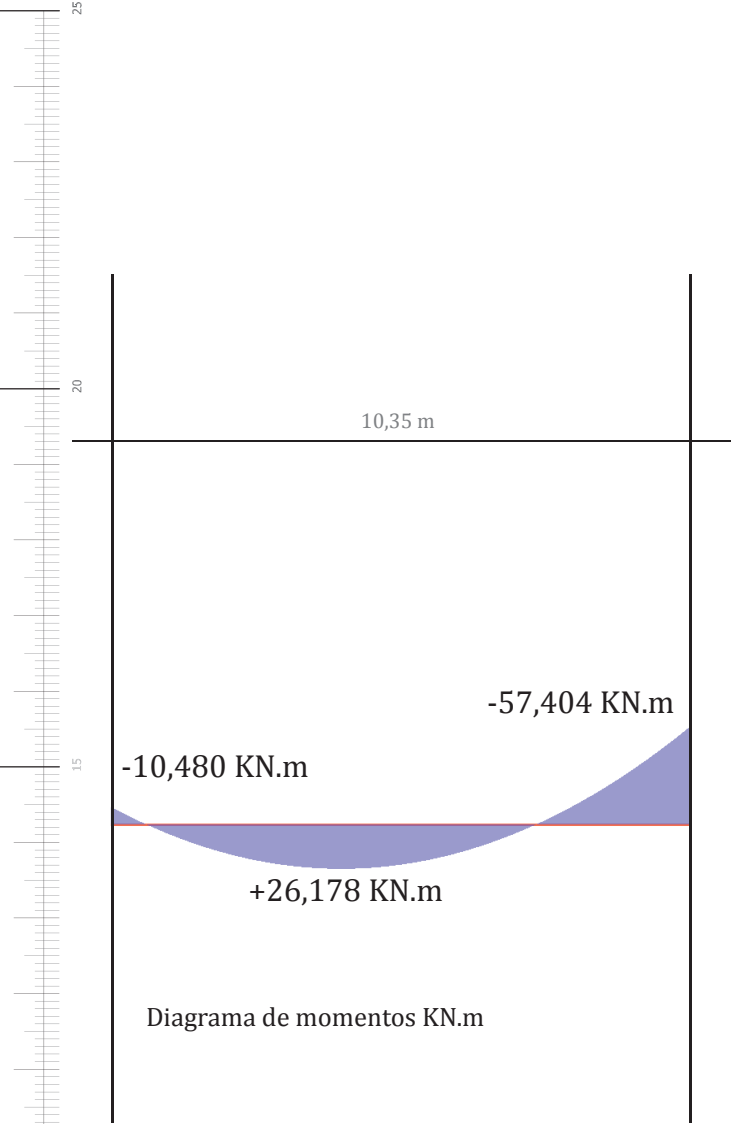
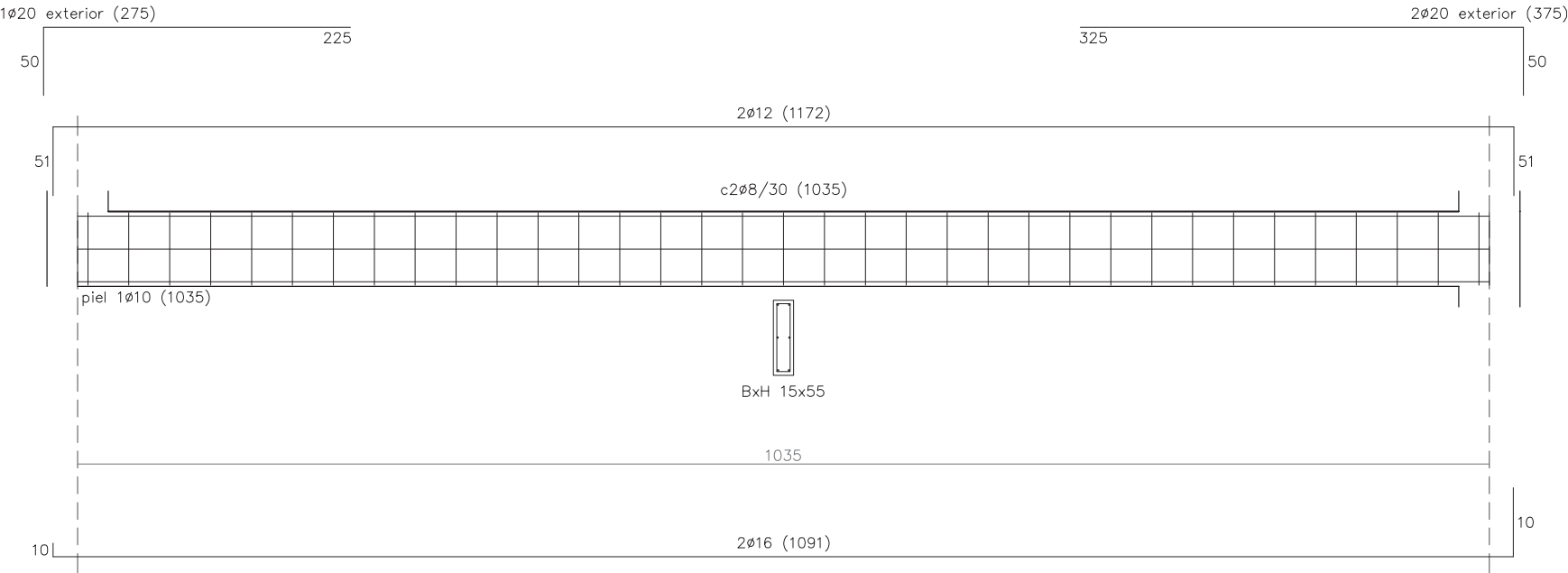


Cálculo del nervio del forjado segundo, 15 x 55 cm. Se calcula el elemento más cercano al testero, donde no existen apoyos intermedios, sólo en los extremos.

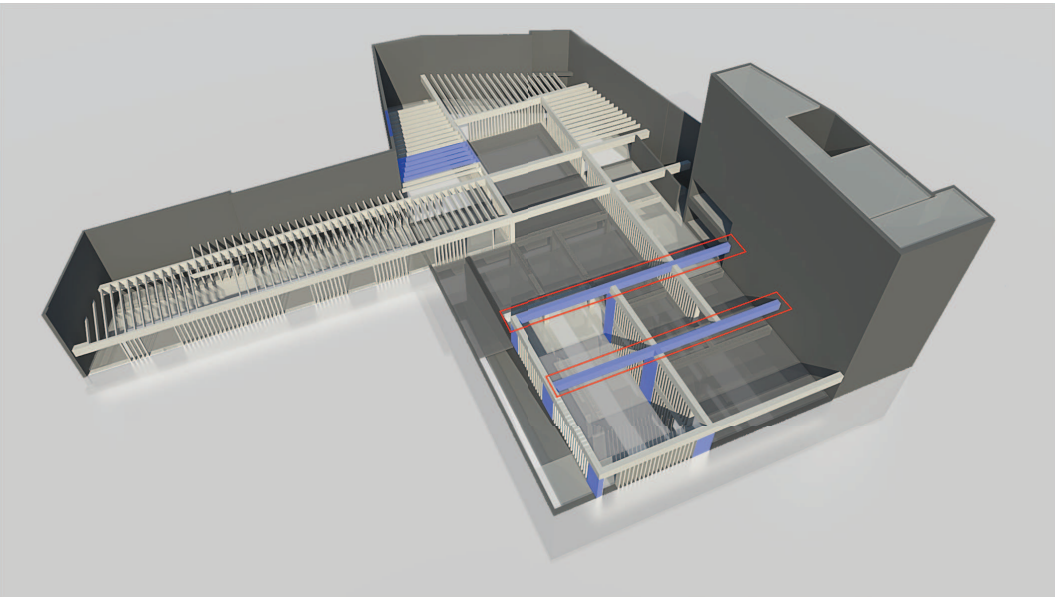
La longitud de todos estos nervios es igual en todas las plantas del bloque, por tanto el armado en todos estos elementos es muy similar. Siendo el elgido el más armado.



Detalle del forjado nervado en cubierta



5.9.CALCULO DE ELEMENTOS LINEALES BLOQUE



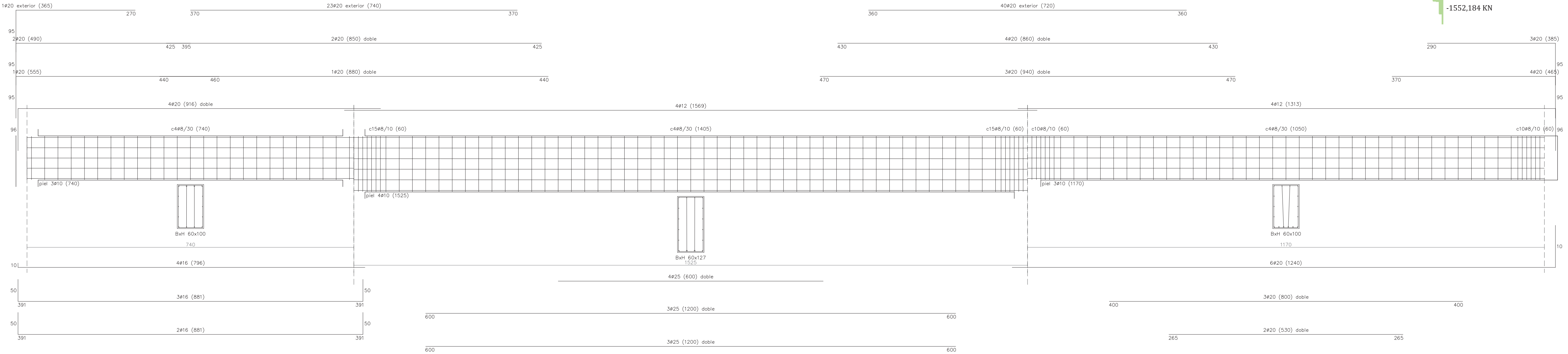
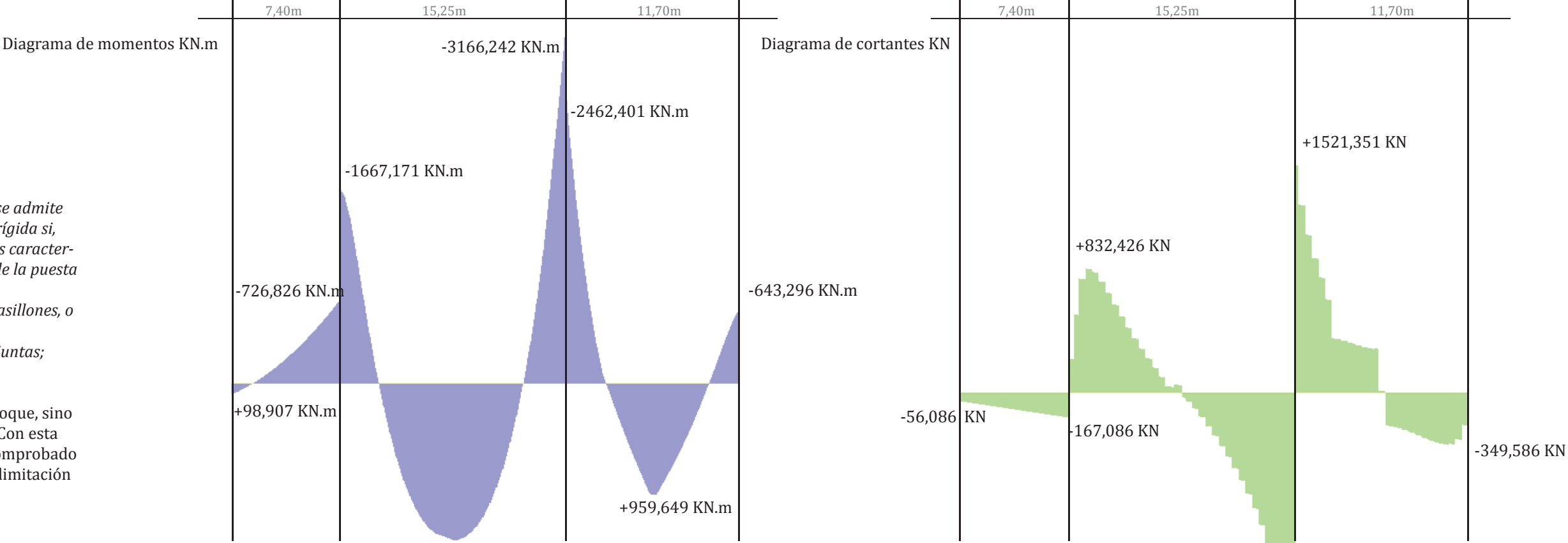
Cálculo de las vigas de gran canto que soportan las cargas de todo el bloque. Estos elementos se predimensionaron con unas dimensiones de 60 x 100 cm.

En primer lugar vamos a calcular la **viga central**, tanto el vano de acceso, como el vano de doble altura de la cafetería. También se dimensionará el tramo de viga en el interior del núcleo de hormigón, pero este no ocasionará ningún problema.

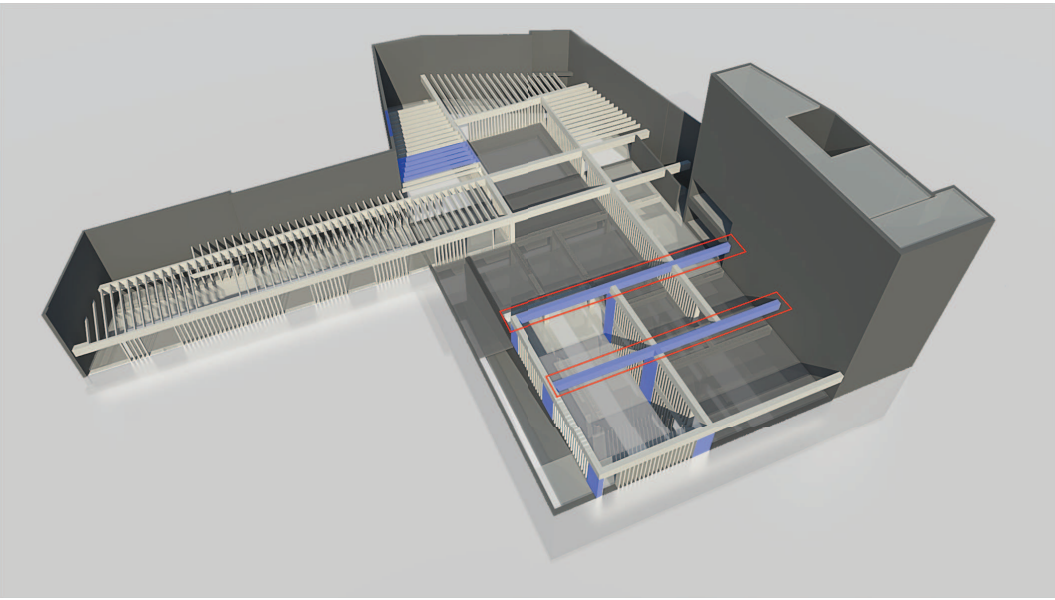
Como se puede observar el la sección armada, el tramo de la viga que corresponde a la zona de acceso, que es donde existe mayor luz, ha aumentado a una canto de 127 cm. Este tramo con las dimensiones predeterminadas de 60 x 100 cm cumpla en todos los apartados menos en la flecha total máxima. La flecha está comprobada por la limitación L/500, como se muestra en la DB-SE:

4.3.3.1 Flechas
1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
c) 1/300 en el resto de los casos.

En este caso, la viga en cuestión no se encuentra en el interior del bloque, sino que se encuentra en el paso peatonal hacia el interior de la parcela. Con esta aclaración, podríamos tomar la limitación de L/300. En este caso, comprobado mediante el "Architrave", la sección de 60 x 100 cm cumpliría con la limitación de flecha propuesta.



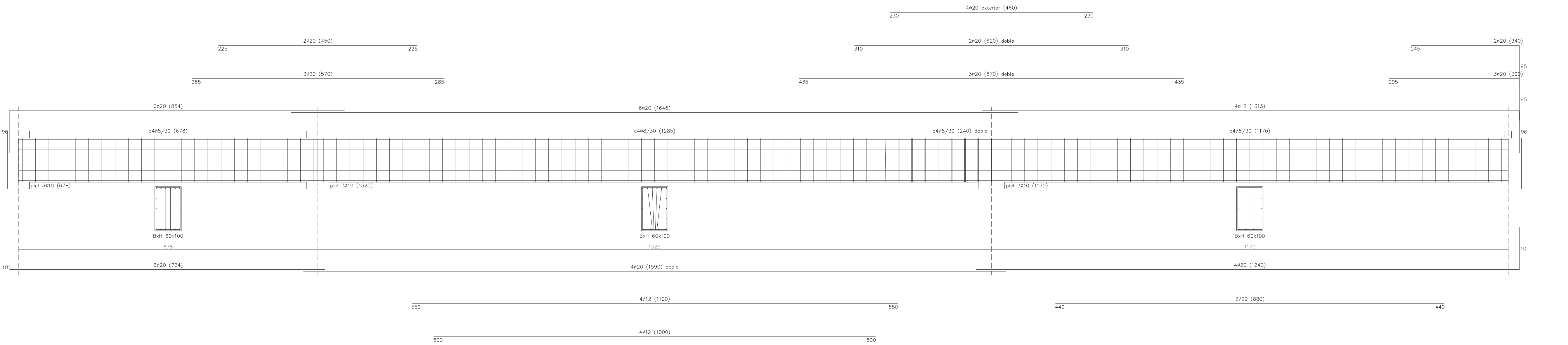
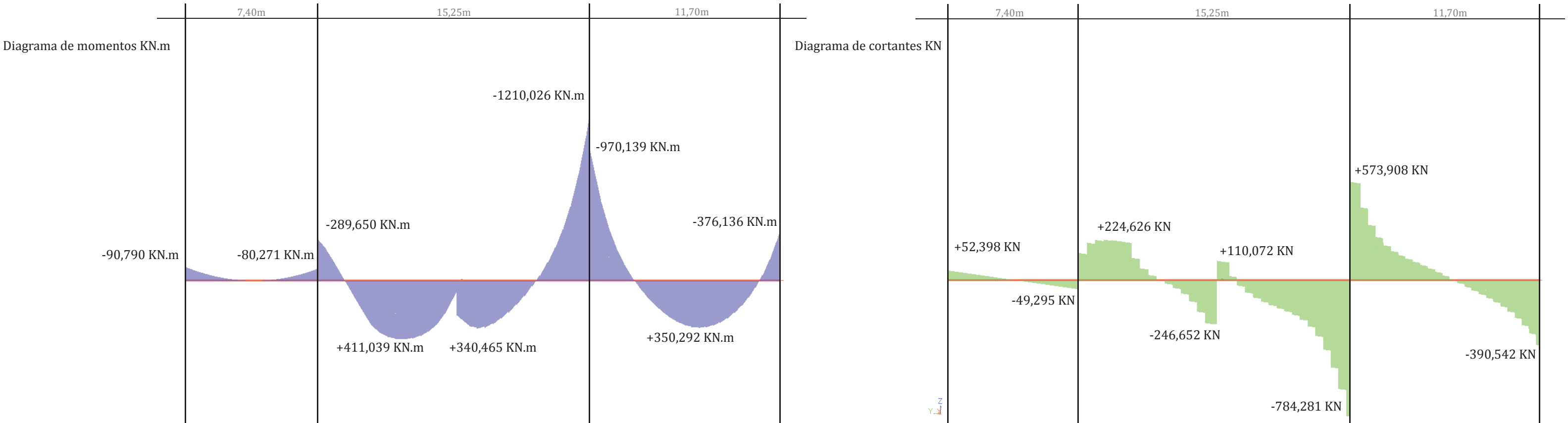
5.9.CALCULO DE ELEMENTOS LINEALES BLOQUE



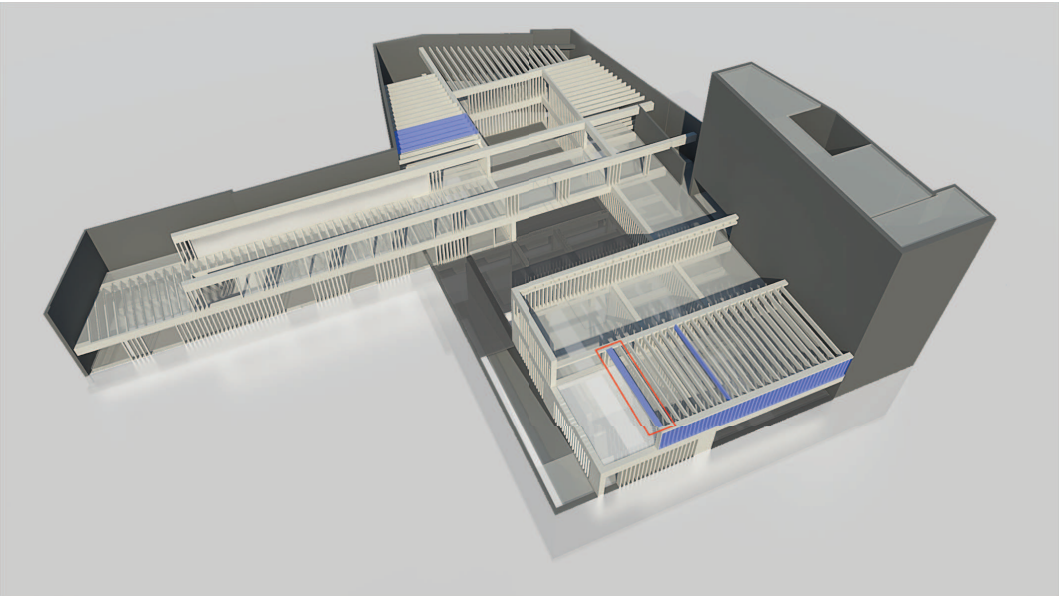
Cálculo de las vigas de gran canto que soportan las cargas de todo el bloque. Estos elementos se predimensionaron con unas dimensiones de 60 x 100 cm.

Tras el cálculo de la viga central y la comprobación de que la viga exterior de fachada, en el vano de acceso se dimensiona de la misma forma que la central, vamos a tomar la **viga interior**, donde apoya la sala de doble altura de conferencias.

En este caso la sección predimensionada con anterioridad (60 x 100 cm) cumple con todas las limitaciones, por tanto el predimensionamiento fue acertado.

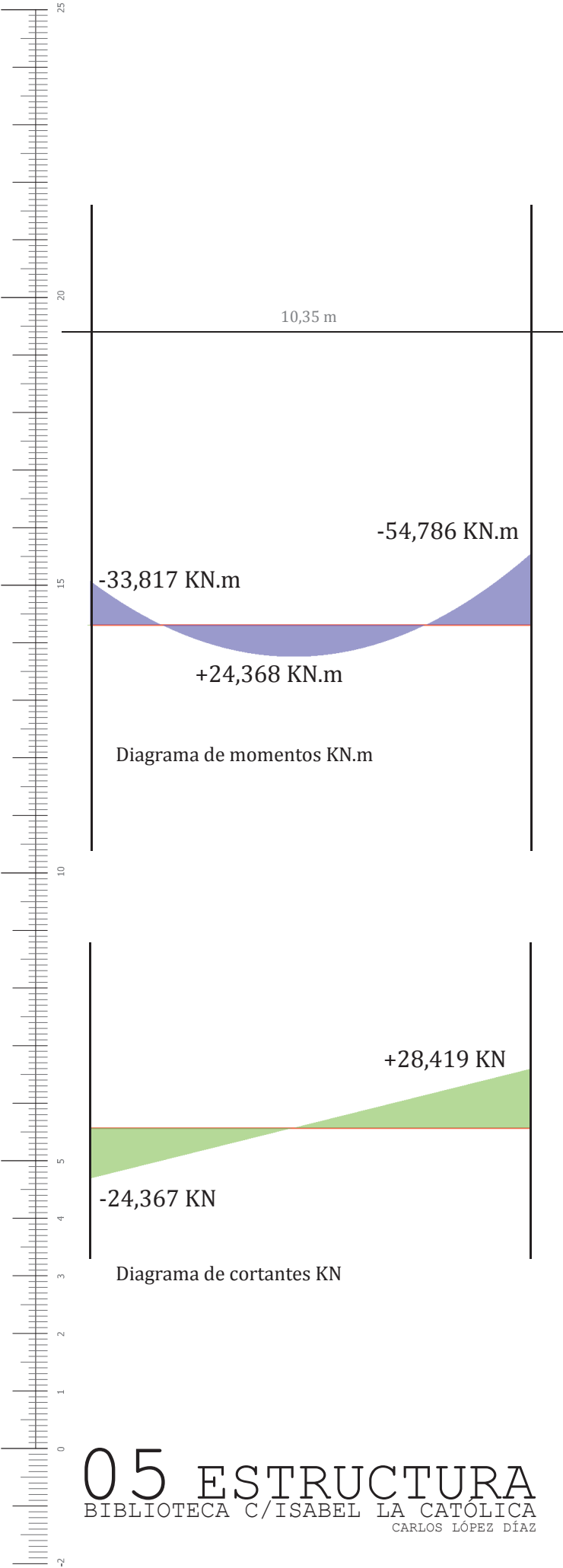
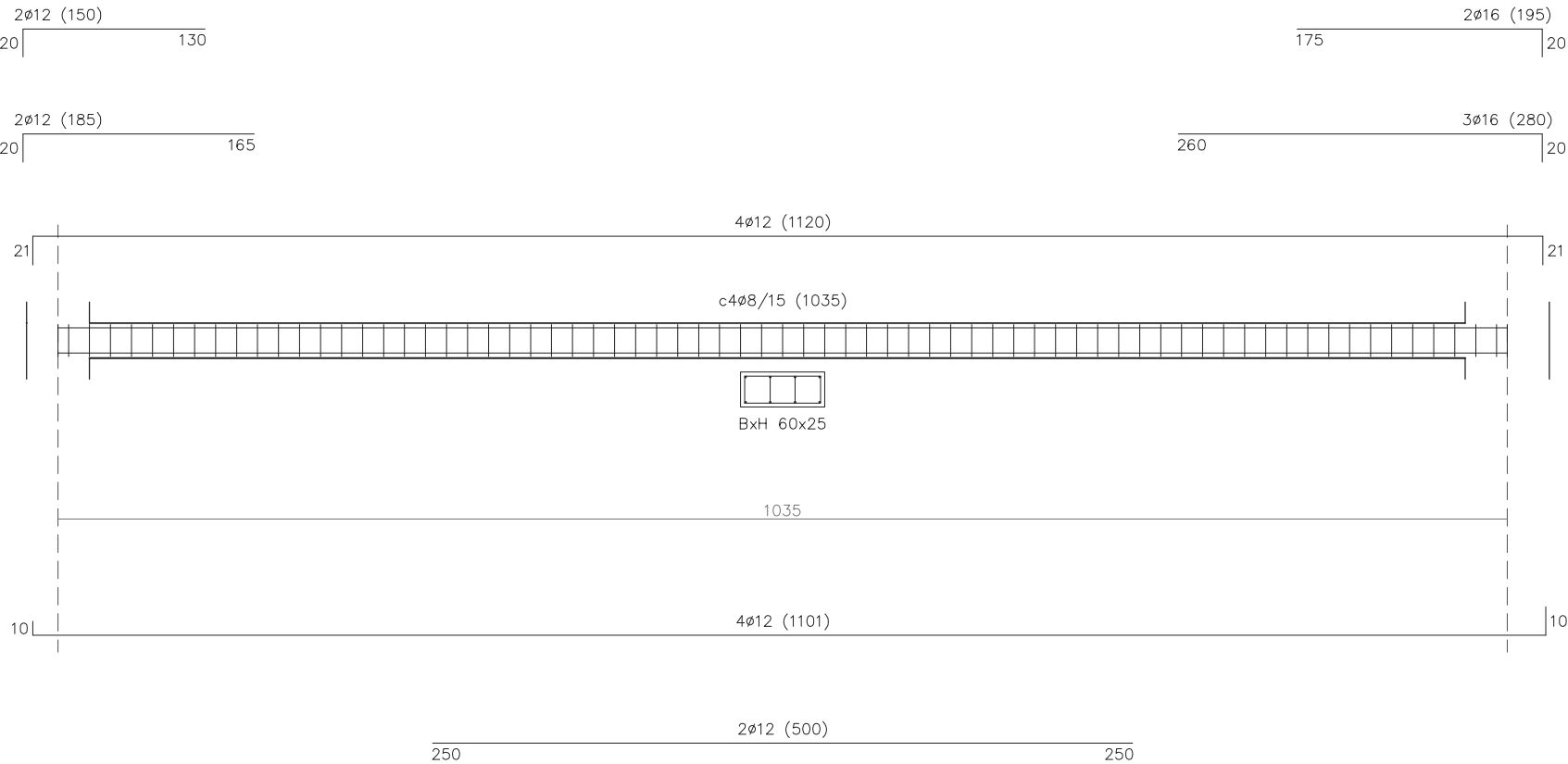
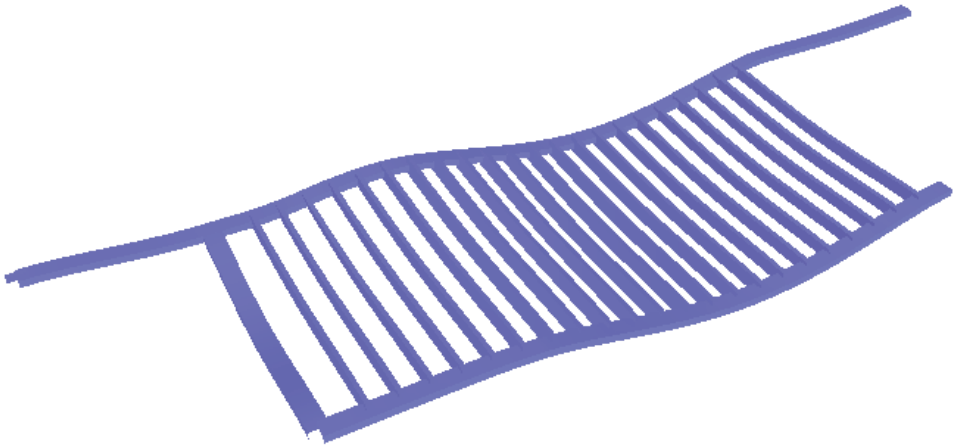


5.9.CALCULO DE ELEMENTOS LINEALES BLOQUE



Cálculo de la viga plana 60 x 25 cm. Este elemento estructural recorre todas las plantas del bloque atando todas las piezas vericales. Tanto en el alzado exterior como en el interior del bloque, esta viga apoya en cada uno de los elementos de hormigón de 45 x15 cm.
En el testero sólo se apoya en sus dos extremos, siendo este punto el más desfavorable. Por tanto tomamos el viga del primer forjado con este sistema.

DEFORMADA DEL FORJADO SEGUNDO, COMPUESTO POR:
Vigas planas 60 x 25 cm, forjado nervado 15 x 55 cm



5.10.CALCULO DE ELEMENTOS FINITOS BIBLIOTECA

Cálculo del muro de medianera estructural de las salas de biblioteca

1- LIMITACIONES

LIMITACIÓN GEOMÉTRICA MÍNIMA:
Para pilares y muros tomaremos la resistencia máxima del acero a 400 N/mm²

ARMADURA VERTICAL
Armadura de tracción:
 $U_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 0,9/1000 \cdot 400 \cdot 450 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 72,9 \text{ KN}$
 $U_{s1} = 72,9 \text{ KN}$

Armadura de compresión:
 $U_{s2} = 30\% U_{s1} = 21,87 \text{ KN}$

ARMADURA HORIZONTAL
 $U_s = A_s \cdot f_{yd} = 3.2/1000 \cdot 400 \cdot 450 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 259,2 \text{ KN}$
 $U_s = 259,2 \text{ KN}$

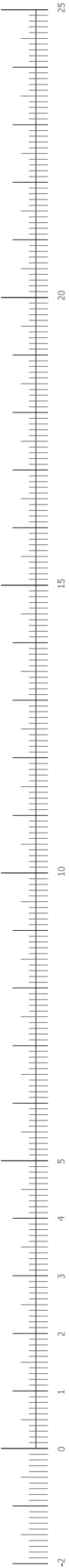
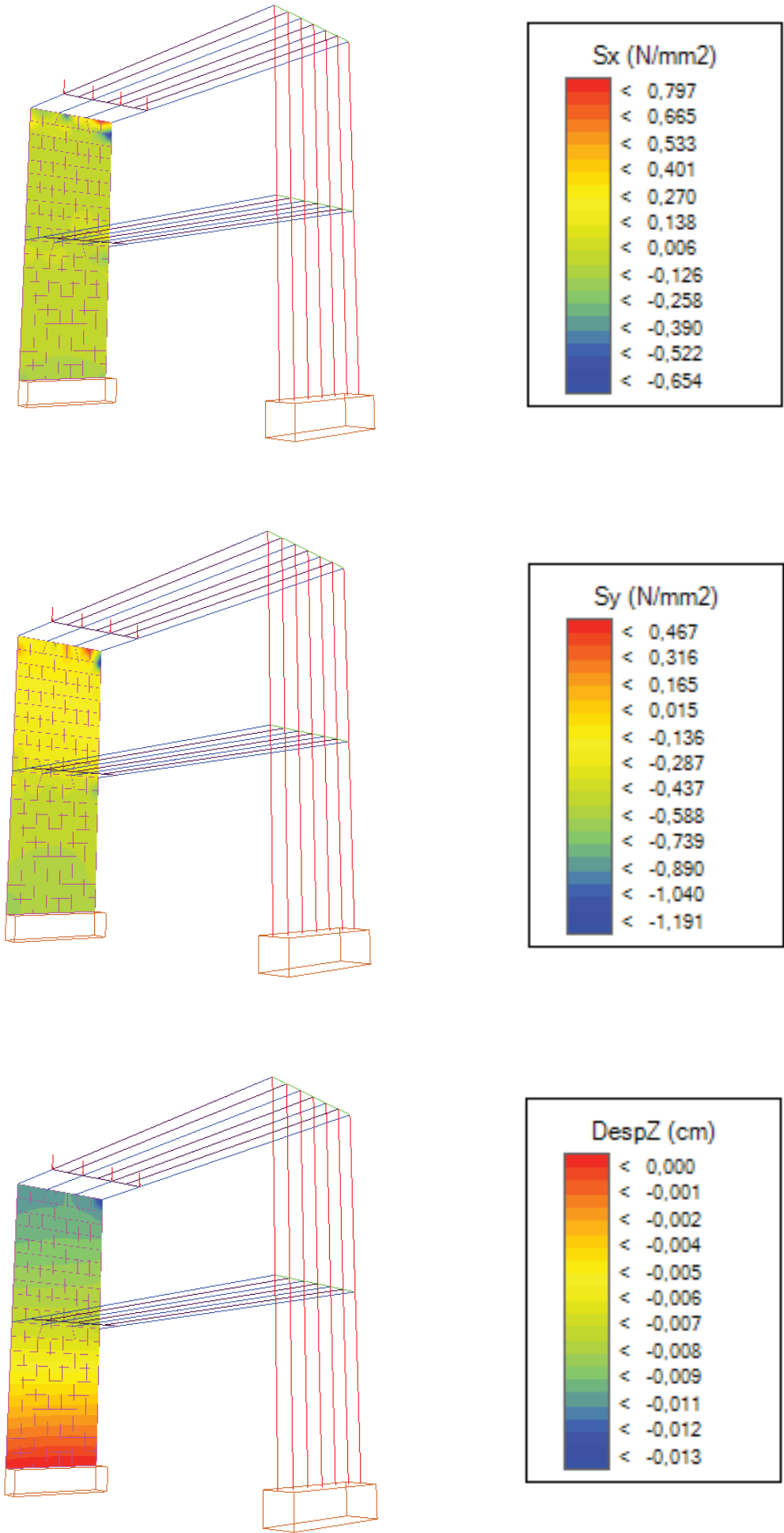
LIMITACIÓN MECÁNICA:
1- Capacidad mecánica mínima. En cada cara se debe verificar:
 $A_s \cdot f_{yd} \geq 0'05 N_d$
2- Capacidad mecánica máxima. En cada cara se debe verificar:
 $A_s \cdot f_{yd} \leq 0'5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0'5 \cdot 450 \cdot 450 \cdot ((0'9 \cdot 42)/1.5) \cdot 10^{-3} = 2551,5 \text{ KN}$

2- CÁLCULO CON TENSIÓN DE MEMBRANA
Como se ha comentado en el apartado 5.6 Metodo de cálculo, el muro de me-
daianera se tomará como elemento finito superficial.
Se calculará para aquellas solicitaciones más desfavorables y se obviará que una
vez el muro resista en estos elementos finitos solicitados, lo hará también en su
conjunto.
En los diagramas podemos ver como S_x es la tensión más desfavorable, por lo
que se tomará este valor para el cálculo. Tomaremos la tensión como si actuara
sobre todo el elemento finito, del lado de la seguridad.

2.1 - ELEMENTO MÁS DESFAVORABLE

Tracción
 $S_x = 0,797 \text{ N/mm}^2 = \text{Fuerza (N)} / \text{Area (mm}^2\text{)}$
En este caso colocaremos barras de diámetro 12 mm que poseen una fuerza de
45,20 KN = 45.200 N

$S_x = (n \cdot 45.200 \text{ N}) / (450 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm}) = 0,797 \text{ N/mm}^2$
 $n > S_x \cdot 450^2 / 45.200 = 3,57$
 $n = 4 \text{ barras de } \varnothing 16 = 180,8 \text{ KN}$



Compresión:

En los elementos que están sometidos a una tensión de compresión, no superior a la tensión admisible por el hormigón, no será necesario el cálculo de armaduras. Se procederá a disponer una armadura que cumpla la cuantía mínima establecida por la norma.

$S_{x,max} = -0,654 \text{ N/mm}^2 =$
 $\text{Fuerza (N)} / \text{Area (mm}^2) < f_{cd} = 42/1,5 = 28 \text{ N/mm}^2$
 $U_{s2} > 21,87 \text{ KN} \rightarrow$ Disponemos 2 Ø 12 a cada lado para no rebasar los 35 cm de separación entre armaduras,
 $U_{s2} = 4 \cdot 45,2 = 180,8 \text{ KN} > 21,87 \text{ KN}$

3- CÁLCULO CON FLEXIÓN DE PLACA

El muro se debe comprobar también la armadura necesaria debida a la flexión de placa. Esta armadura se comparará con la obtenida por la tensión de membrana y por las cuantías mínimas y se portará por la más restrictiva.

Para esta comprobación se ha utilizado el ábaco de flexión esviada y se ha tomado un elemento de ancho de 1 metro debido a que las solicitaciones están expresadas de esta forma. Así queda:

$M_x = 24,913 \text{ m} \cdot \text{kN} / \text{m}$
 $M_y = 52,449 \text{ m} \cdot \text{kN} / \text{m}$

$N_d = S_x \cdot A = 0,797 \cdot 1000 \cdot 450 = 358.650 \text{ N} = 358,65 \text{ kN}$

Con estos datos pasamos a calcular los coecifientes para entrar en el ábaco.

$\mu_x = M_{xd} / (A_c \cdot x \cdot f_{cd}) = 24,913 / (450 \cdot 1000^2 \cdot 42/1,5) \cdot 10^6 = 0,0019$

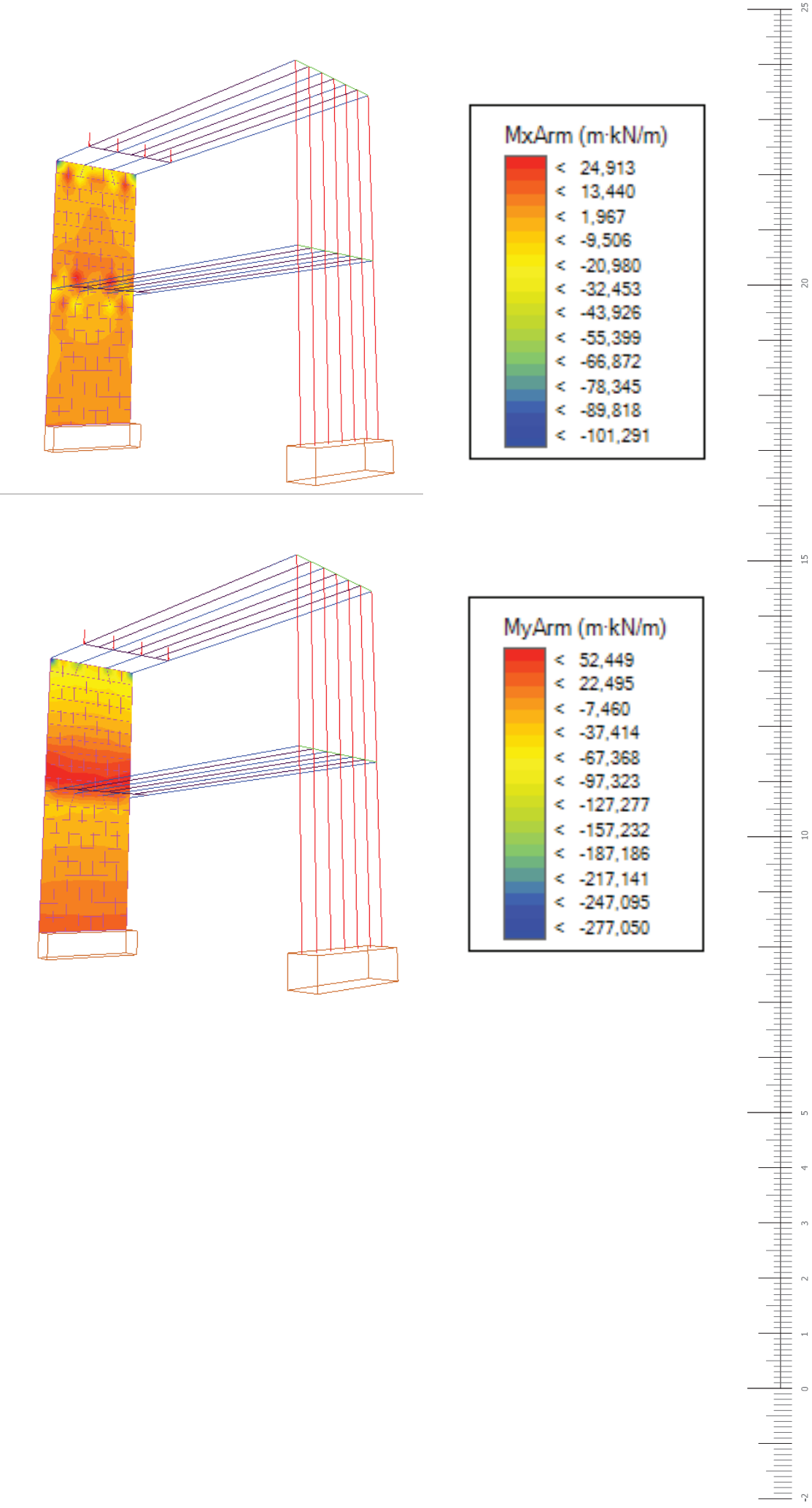
$\mu_y = M_{yd} / (A_c \cdot y \cdot f_{cd}) = 52,449 / (450^2 \cdot 1000 \cdot 42/1,5) \cdot 10^6 = 0,0093$

$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 358,65 / (450 \cdot 1000 \cdot 42/1,5) \cdot 10^3 = 0,0285$

Con estos 3 valores comprobamos que no podemos entrar en el ábaco, ya que con estos momentos obtenemos que $\omega = 0$, por lo que:

$\omega = (A_{tot} \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd}) \rightarrow A_{tot} = (\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}) / f_{yd} = 0$

Con esta conclusión pondremos la armadura calculada anteriormente para tensión de membrana y cuantías mínimas.



5.11.CALCULO DE ELEMENTOS FINITOS BLOQUE

Cálculo del nucleo de hormigón de medianera.
Continuo en todas las plantas.

1- LIMITACIONES

LIMITACIÓN GEOMÉTRICA MÍNIMA:
Para pilares y muros tomaremos la resistencia máxima del acero a 400 N/mm²

ARMADURA VERTICAL
Armadura de tracción:
 $U_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 0,9/1000 \cdot 400 \cdot 450 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 72,9 \text{ KN}$
 $U_{s1} = 72,9 \text{ KN}$

Armadura de compresión:
 $U_{s2} = 30\% U_{s1} = 21,87 \text{ KN}$

ARMADURA HORIZONTAL
 $U_s = A_s \cdot f_{yd} = 3.2/1000 \cdot 400 \cdot 450 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 259,2 \text{ KN}$
 $U_s = 259,2 \text{ KN}$

LIMITACIÓN MECÁNICA:
1- Capacidad mecánica mínima. En cada cara se debe verificar:
 $A_s \cdot f_{yd} \geq 0'05 N_d$
2- Capacidad mecánica máxima. En cada cara se debe verificar:
 $A_s \cdot f_{yd} \leq 0'5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0'5 \cdot 450 \cdot 450 \cdot ((0'9 \cdot 42)/1.5) \cdot 10^{-3} = 2551,5 \text{ KN}$

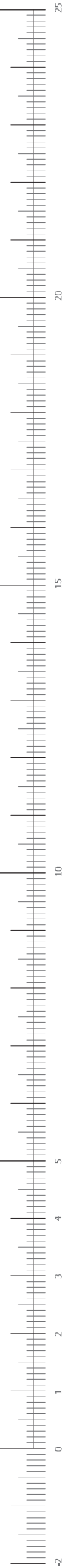
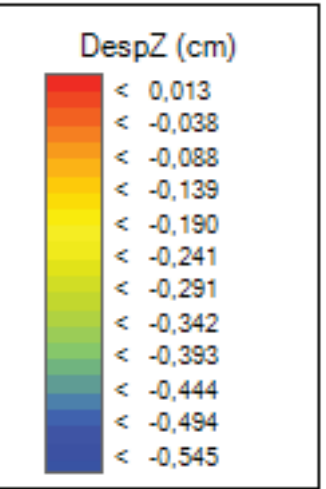
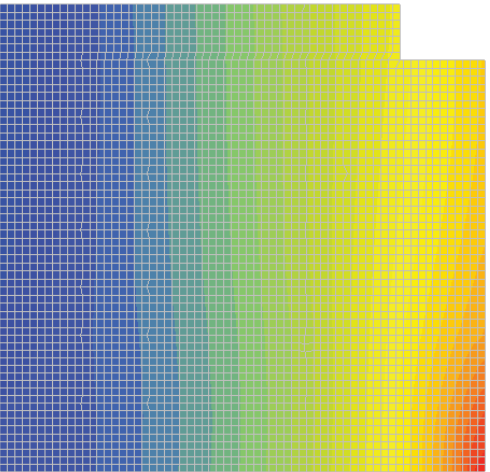
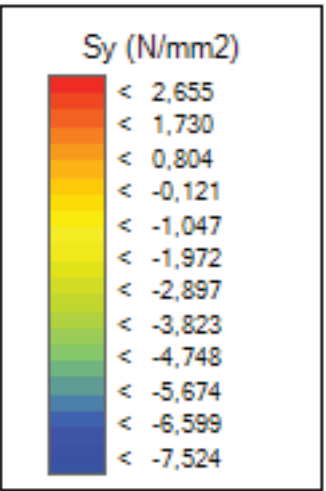
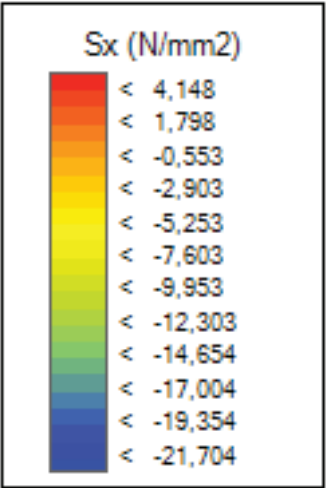
2- CÁLCULO CON TENSIÓN DE MEMBRANA

Como se ha comentado en el apartado 5.6 Metodo de cálculo, el nucleo de hormigón se tomará como elemento finito superficial.
Se calculará para aquellas solicitaciones más desfavorables y se obviará que una vez el muro resista en estos elementos finitos solicitados, lo hará también en su conjunto.
En los diagramas podemos ver como S_x es la tensión más desfavorable, por lo que se tomará este valor para el cálculo. Tomaremos la tensión como si actuara sobre todo el elemento finito, del lado de la seguridad.

2.1 - ELEMENTO MÁS DESFAVORABLE

Tracción
 $S_x = 4,148 \text{ N/mm}^2 = \text{Fuerza (N)} / \text{Area (mm}^2\text{)}$
En este caso colocaremos barras de diámetro 20 mm que poseen una fuerza de 127,5 KN = 127.500 N

$S_x = (n \cdot 127.500 \text{ N}) / (450 \text{ mm} \cdot 450\text{mm}) = 4,148 \text{ N/mm}^2$
 $n > S_x \cdot 450^2 / 127.500 = 6,588$
 $n = 7 \text{ barras de } \varnothing 20 = 892,5 \text{ KN}$



Compresión:

En los elementos que están sometidos a una tensión de compresión, no superior a la tensión admisible por el hormigón, no será necesario el cálculo de armaduras. Se procederá a disponer una armadura que cumpla la cuantía mínima establecida por la norma.

$S_{x,max} = -21,704 \text{ N/mm}^2 =$
 $\text{Fuerza (N)} / \text{Area (mm}^2) < f_{cd} = 42/1,5 = 28 \text{ N/mm}^2$
 $U_{s2} > 21,87 \text{ KN} \rightarrow$ Disponemos 1 $\varnothing 12$ a cada lado para no rebasar los 35 cm de separación entre armaduras,
 $U_{s2} = 2 \cdot 45,2 = 90,4 \text{ KN} > 21,87 \text{ KN}$

3- CÁLCULO CON FLEXIÓN DE PLACA

El muro se debe comprobar también la armadura necesaria debida a la flexión de placa. Esta armadura se comparará con la obtenida por la tensión de membrana y por las cuantías mínimas y se portará por la más restrictiva.

Para esta comprobación se ha utilizado el ábaco de flexión esviada y se ha tomado un elemento de ancho de 1 metro debido a que las solicitaciones están expresadas de esta forma. Así queda:

$M_x = 249,138 \text{ m} \cdot \text{kN} / \text{m}$
 $M_y = 331,986 \text{ m} \cdot \text{kN} / \text{m}$

$N_d = S_x \cdot A = 4,148 \cdot 1000 \cdot 450 = 1.866.600 \text{ N} = 1.866,6 \text{ kN}$

Con estos datos pasamos a calcular los coecifientes para entrar en el ábaco.

$\mu_x = M_{xd} / (A_c \cdot x \cdot f_{cd}) = 249,138 / (450 \cdot 1000^2 \cdot 42/1,5) \cdot 10^6 = 0,0198$

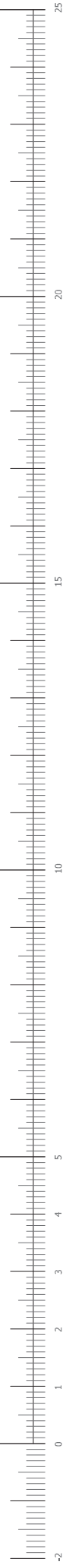
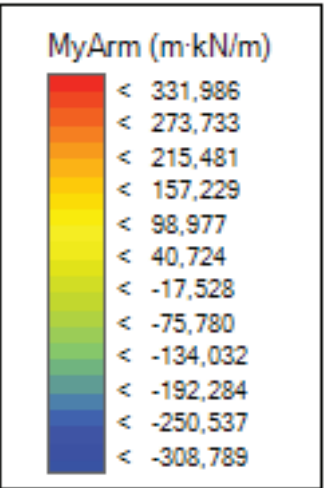
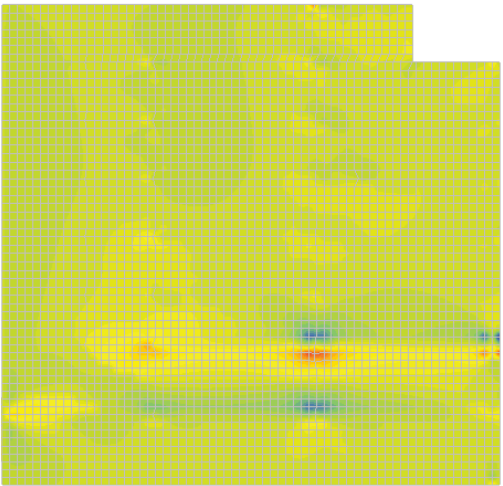
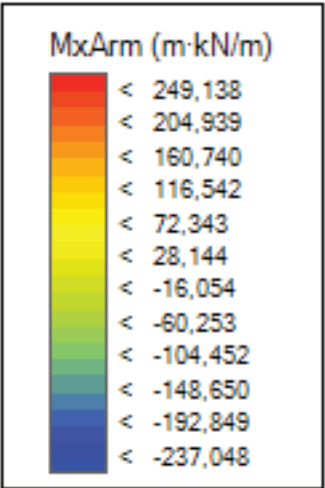
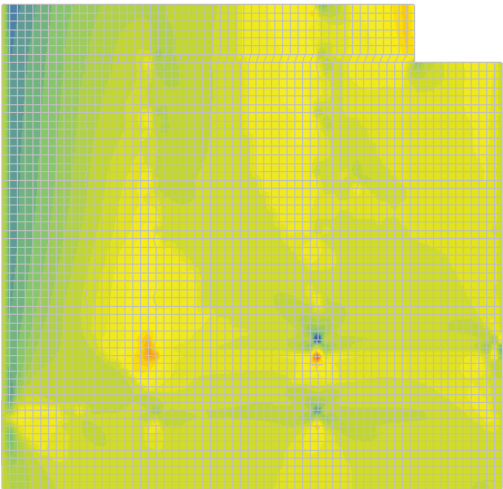
$\mu_y = M_{yd} / (A_c \cdot y \cdot f_{cd}) = 331,986 / (450^2 \cdot 1000 \cdot 42/1,5) \cdot 10^6 = 0,0586$

$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 1.866,6 / (450 \cdot 1000 \cdot 42/1,5) \cdot 10^3 = 0,1481$

Con estos 3 valores comprobamos que no podemos entrar en el ábaco, ya que con estos momentos obtenemos que $\omega = 0$, por lo que:

$\omega = (A_{tot} \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd}) \rightarrow A_{tot} = (\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}) / f_{yd} = 0$

Con esta conclusión pondremos la armadura calculada anteriormente para tensión de membrana y cuantías mínimas.



5.11.CALCULO DE ELEMENTOS FINITOS BLOQUE

Cálculo de los muros de planta baja y sótano.
Apoyo estructural de las tres grandes vigas del bloque

1- LIMITACIONES

LIMITACIÓN GEOMÉTRICA MÍNIMA:
Al ser un elemento híbrido entre muro y pilar, para el valor de esta cuantía tomaremos el más desfavorable al que obliga la norma para ambos. Para pilares y muros tomaremos la resistencia máxima del acero a 400 N/mm².

ARMADURA VERTICAL
Armadura de tracción:
 $U_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 4/1000 \cdot 400 \cdot 450 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 324,0 \text{ KN}$
 $U_{s1} = 324,0 \text{ KN}$

Armadura de compresión:
 $U_{s2} = 30\% U_{s1} = 97,2 \text{ KN}$

ARMADURA HORIZONTAL
 $U_s = A_s \cdot f_{yd} = 3.2/1000 \cdot 400 \cdot 450 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 259,2 \text{ KN}$
 $U_s = 259,2 \text{ KN}$

LIMITACIÓN MECÁNICA:
1- Capacidad mecánica mínima. En cada cara se debe verificar:
 $A_s \cdot f_{yd} \geq 0'05 N_d$
2- Capacidad mecánica máxima. En cada cara se debe verificar:
 $A_s \cdot f_{yd} \leq 0'5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0'5 \cdot 450 \cdot 450 \cdot ((0'9 \cdot 42)/1.5) \cdot 10^{-3} = 2551,5 \text{ KN}$

2- CÁLCULO CON TENSIÓN DE MEMBRANA
En este caso procederemos a calcular aquellos elementos finitos que se encuentran en la sección más desfavorable, y se procederá desde el elemento más traccionado, donde se dispondrán las armaduras necesarias para resistir el esfuerzo, al elemento más comprimido, donde se dispondrán las cuantías mínimas requeridas por la normatica aplicable.
En el caso del soporte podemos ver como S_y es la tensión más desfavorable y la que sigue el eje del pilar, por lo que se tomará este valor para el cálculo.
Tomaremos la tensión más desfavorable para todo el área, del lado de la seguridad

2.1 - ELEMENTOS MÁS DESFAVORABLES_ 1,2,3

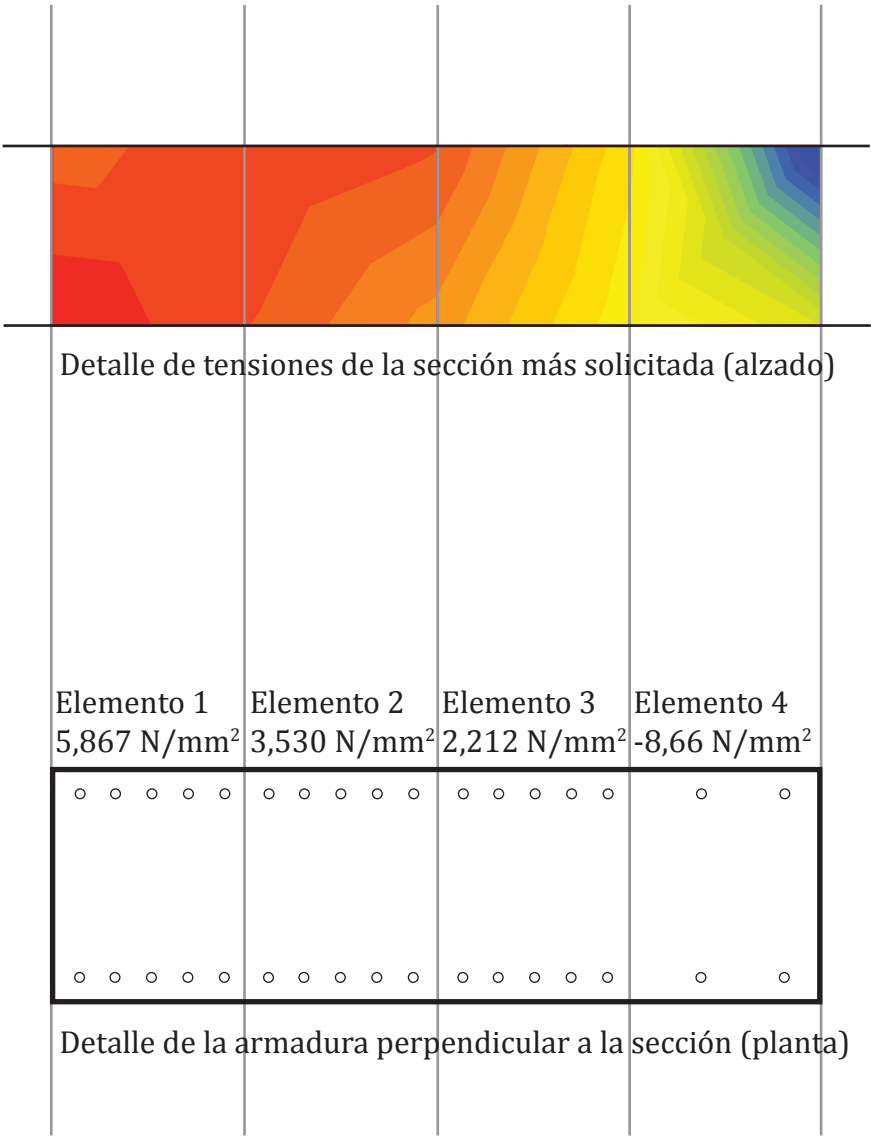
Tracción
 $S_y = 5,867 \text{ N/mm}^2 = \text{Fuerza (N)} / \text{Area (mm}^2\text{)}$
En este caso colocaremos barras de diámetro 20 mm que poseen una fuerza de 125,7 KN = 125.700 N

$S_y = (n \cdot 125.700 \text{ N}) / (450 \text{ mm} \cdot 450\text{mm}) = 5,867 \text{ N/mm}^2$
 $n > S_y \cdot 450^2 / 125.700 = 9,45$
 $n = 10 \text{ barras de } \varnothing 20 = 1257 \text{ KN}$

Debemos calcular si se cumplen las distancias mínimas entre armaduras en la cara más desfavorable.

- Distancia entre ejes de armadura: a
 $a = 45 - (1 \cdot 3) = 42 \text{ cm}$

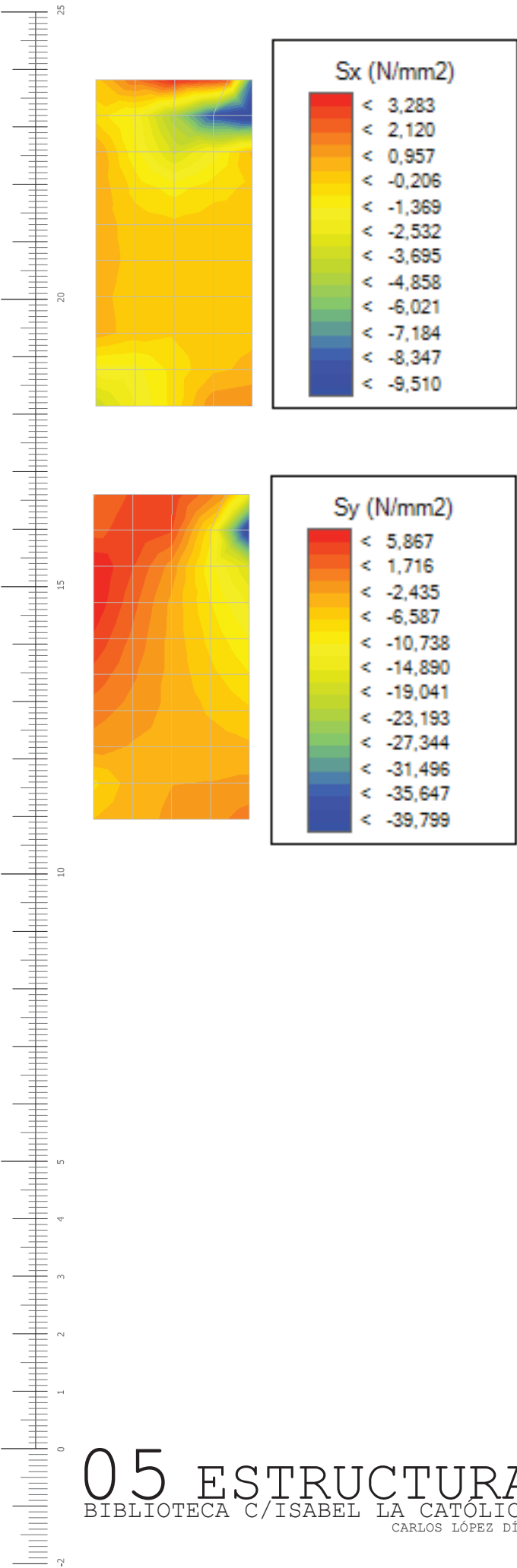
- Separación entre barras: S
 $42 - (2 \times 8 \times 1,1)/4 = 6,1 \text{ cm}$
 $> 2 \text{ cm}$
 $> 1,25D = 2 \text{ cm}$
 $> \varnothing \text{ mayor} = 2 \text{ cm}$



2.2 - ELEMENTO_4

Dado que este elemento está sometido a una tensión de compresión no superior a la tensión admisible por el hormigón no será necesario el cálculo de armaduras. Se procederá a disponer una armadura que cumpla la cuantía mínima establecida por la norma.
 $S_{y,max} = -8,667 \text{ N/mm}^2 = \text{Fuerza (N)} / \text{Area (mm}^2\text{)} < f_{cd} = 42/1,5 = 28 \text{ N/mm}^2$

 $U_{s2} > 97,2 \text{ KN} \rightarrow$ Disponemos 2 $\varnothing 12$ a cada lado para no rebasar los 35 cm de separación entre armaduras, que pose una fuerza de 45,2 KN
 $U_{s2} = 4 \cdot 45,2 = 180,8 \text{ KN} > 97,2$



3- CÁLCULO CON FLEXIÓN DE PLACA

En el caso de los elementos verticales como pilares y muros se debe comprobar también la armadura necesaria debida a la flexión de placa, es decir, la producida por los momentos y el axil en una sección representativa. Esta armadura se comparará con la obtenida por la tensión de membrana y por las cuantías mínimas y se portará por la más restrictiva.

Para esta comprobación se ha utilizado el ábaco de flexión esviada y se ha tomado un elemento de ancho de 1 metro debido a que las solicitaciones están expresadas de esta forma. Así queda:

$M_x = 22,926 \text{ m} \cdot \text{kN} / \text{m}$
 $M_y = 109,645 \text{ m} \cdot \text{kN} / \text{m}$

$N_d = S_y \cdot A = 5,867 \cdot 1000 \cdot 450 = 2.640.150 \text{ N} = 2.640,15 \text{ kN}$

Con estos datos pasamos a calcular los coecifientes para entrar en el ábaco.

$\mu_x = M_{xd} / (A_c \cdot x \cdot f_{cd}) = 22,926 / (450 \cdot 1000^2 \cdot 42/1,5) \cdot 10^6 = 0,00182$

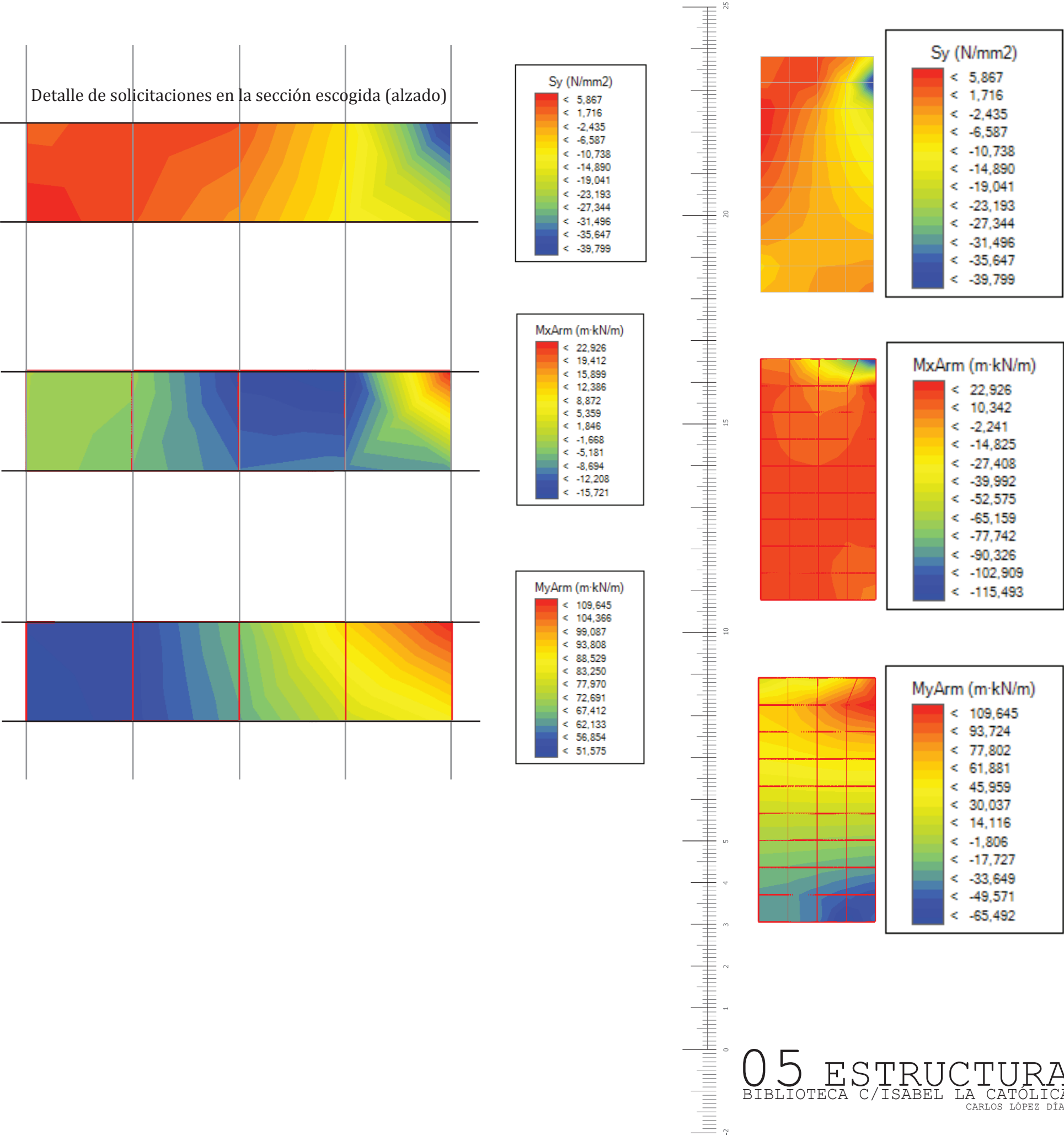
$\mu_y = M_{yd} / (A_c \cdot y \cdot f_{cd}) = 109,645 / (450^2 \cdot 1000 \cdot 42/1,5) \cdot 10^6 = 0,0193$

$\nu = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) = 2.640,15 / (450 \cdot 1000 \cdot 42/1,5) \cdot 10^3 = 0,2095$

Con estos 3 valores comprobamos que no podemos entrar en el ábaco, ya que con estos momentos obtenemos que $\omega = 0$, por lo que:

$\omega = (A_{tot} \cdot f_{yd}) / (Ac \cdot f_{cd}) \rightarrow A_{tot} = (\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}) / f_{yd} = 0$

Con esta conclusión pondremos la armadura calculada anteriormente para tensión de membrana y cuantías mínimas.



5.12. ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

En este apartado se comprobará la flecha de las losas de hormigón en el forjado de planta baja y en el forjado de sótano -1, con una luz de 15,25 metros cada una. Viendo que tienen un comportamiento adecuado en el desplazamiento vertical, de acuerdo a lo establecido en la normativa vigente, el CTE SE.

Para el cálculo de flechas se tiene en cuenta tanto el proceso constructivo, como las condiciones ambientales y la edad de puesta en carga, de acuerdo a unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación. A partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de flecha pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas y las diferidas producidas son posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

Los límites establecidos serán escogidos de la norma, así podemos ver:

- Flecha Activa: **1/400** (tabiques ordinarios)
- Desplome horizontal: 1/500 (altura total del edificio)
 1/250 (altura entre plantas)

1. DESPLAZAMIENTO VERTICAL LOSA PB

$f_{max} = L/400$ (tabiques ordinarios)

$f_{max} = 15,25/400 = 0,038 \text{ m.} = 3,81 \text{ cm}$

$f = 3,686 \text{ m} < f_{max}$ **CUMPLE**

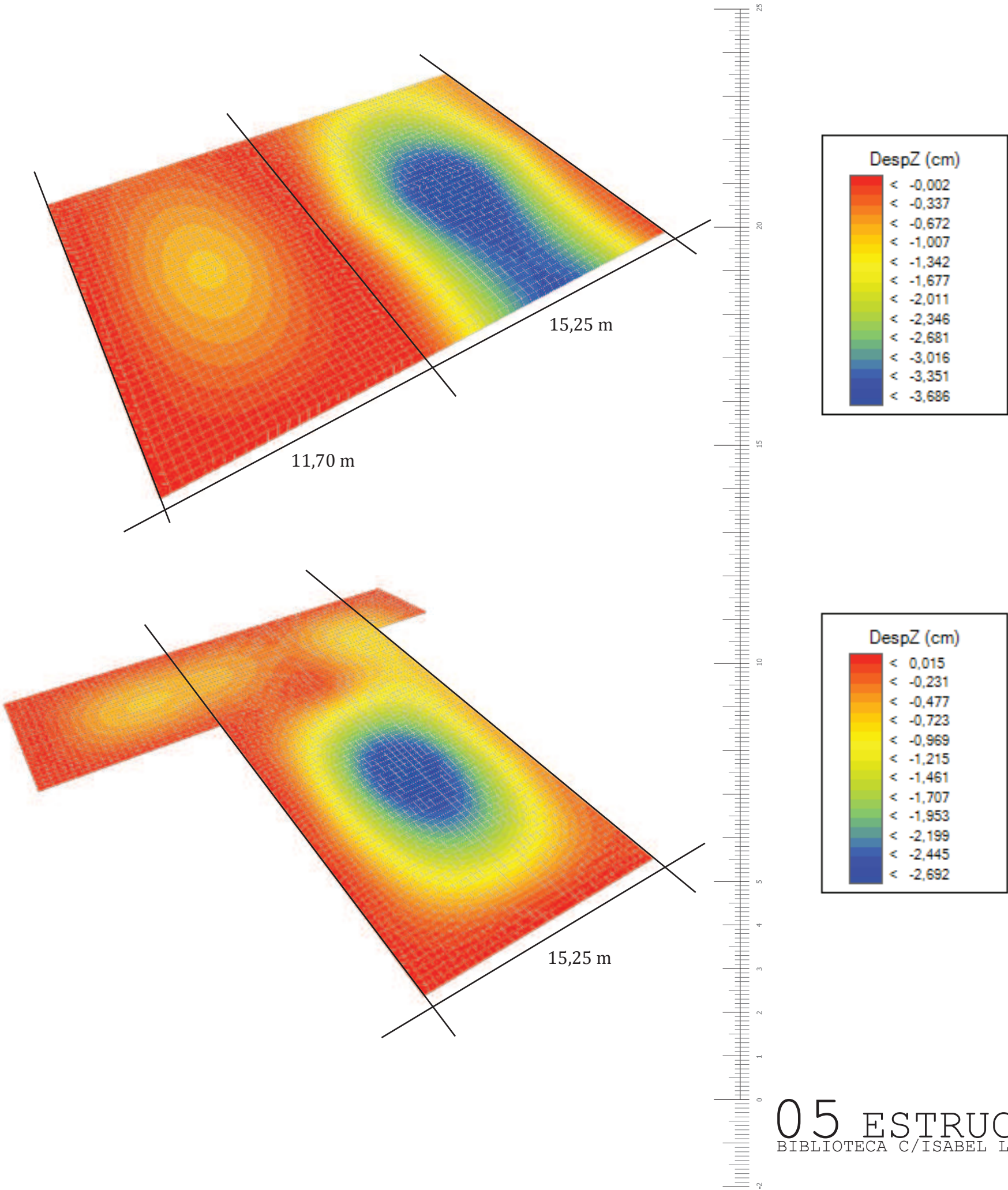
2. DESPLAZAMIENTO VERTICAL LOSA PS

$f_{max} = L/400$ (tabiques ordinarios)

$f_{max} = 15,25/400 = 0,038 \text{ m.} = 3,81 \text{ cm}$

$f = 2,962 \text{ m} < f_{max}$ **CUMPLE**

_Las vigas de canto = 100 cm, han sido armadas por el programa Architrave de forma que cumplan en todos sus requisitos. Los diagramas y el armado está en el apartado 5.9.



5.13.DEFORMADA COMPLETA DEL BLOQUE

Modelo extraido desde Architrave.

