

Elaboración del proyecto de ejecución de
la estructura de una vivienda unifamiliar.
Estructura de hormigón armado.

Alumno | Javier V. López Sellés
Tutor | Luís María de Mazarredo Aznar

Grado en Fundamentos de la Arquitectura
Trabajo Final de Grado Curso 2018-2019



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

Elaboración del proyecto de ejecución de la estructura de una vivienda unifamiliar. Estructura de hormigón armado.

Alumno | Javier V. López Sellés
Tutor | Luís María de Mazarredo Aznar

Grado en Fundamentos de la Arquitectura
Trabajo Final de Grado Curso 2018-2019



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

Palabras clave

Architrave, elementos finitos, muro, losa, hormigón armado.

Resumen

El objetivo del presente trabajo es el rediseño, cálculo y estudio del comportamiento de la estructura de una vivienda unifamiliar aislada, con muros y losas de hormigón armado. La vivienda se conoce como "La casa en el lago" y se ubica en el PGA Catalunya Resort, en Caldes de Malavella, Girona. Está diseñada por el estudio de arquitectura Fran Silvestre Arquitectos. Se encuentra sin construir.

Está resuelta en tres alturas. Planta sótano con parking; planta baja, de uso público; y planta primera, de uso de noche. La volumetría está formada por dos prismas rectangulares de hormigón armado, orientados hacia el Oeste, que se deslizan uno respecto del otro, dejando en planta primera un gran voladizo, siendo éste el elemento más llamativo de la vivienda. La zona de uso común se protege del soleamiento con este voladizo, mientras que la parte superior, busca las vistas hacia el exterior. Sobre las fachadas opacas de hormigón, aparecen dos paños de vidrio que coinciden con las aristas de encuentro entre los volúmenes, rompiendo con la continuidad de los prismas; presentando un diseño puramente formal.

Realizaremos el diseño de varios modelos estructurales de la forma más fiel a la realidad, analizando y comparando los resultados obtenidos de los mismos y llevaremos a cabo el cálculo de la estructura, para llegar al modelo más óptimo.

Paraules clau

Architrave, elements finits, mur, llosa, formigó armat.

Resum

L'objectiu del present treball és el redisseny, càlcul i estudi del comportament de l'estructura d'un habitatge unifamiliar aïllat, amb murs i lloses de formigó armat. L'habitatge es coneix com "La casa en lago" i se situa en el PGA Catalunya Resort, a Caldes de Malavella, Girona. Està dissenyada per l'estudi d'arquitectura Fran Silvestre Arquitectos. Es troba sense construir.

Està resolta en tres altures. Planta soterrani amb pàrquing; planta baixa, d'ús públic; i planta primera, d'ús de nit. La volumetria està formada per dos prismes rectangulars de formigó armat, orientats cap a l'Oest, que llisquen un respecte de l'altre, deixant en planta primera un gran voladís, sent aquest l'element més cridaner de l'habitatge. La zona d'ús comú es protegeix de l'asolellament amb aquest voladís, mentre que la part superior, busca les vistes cap a l'exterior. Sobre les façanes opaques de formigó, apareixen dos buits que coincideixen amb les arestes de trobada entre els volums, trencant amb la continuïtat dels prismes; presentant un disseny purament formal.

Farem el disseny de diversos models estructurals de la forma més fidel a la realitat, analitzant i comparant els resultats obtinguts dels mateixos i portarem a terme el càlcul de l'estructura, per a arribar al model més òptim.

Key words

Architrave, finite elements, wall, slab, reinforced concrete.

Abstract

The objective of this work is the redesign, calculation and study of the behavior of the structure of an isolated single-family house, with reinforced concrete walls and slabs. The house is known as "La casa en el lago" and is located in the PGA Catalunya Resort, in Caldes de Malavella, Girona. It is designed by the architectural studio Fran Silvestre Arquitectos. It is not built.

It is resolved in three heights. Basement with parking; ground floor, for public use; and first floor, night use. The volumetry is formed by two rectangular prisms of reinforced concrete, oriented towards the West, which slide with respect to each other, leaving a large overhang on the first floor, this being the most striking element of the house. The area of common use is protected from sunlight with this overhang, while the upper part looks for the views outwards. On the opaque concrete facades, there are two glass spans that coincide with the edges between the volumes, breaking with the continuity of the prisms; presenting a purely formal design.

We will carry out the design of several structural models in the most faithful way to reality, analyzing and comparing the results obtained from them and we will carry out the calculation of the structure, to obtain the most optimal model.

Índice:

1. Introducción.....9

 1.1_Objetivos y método de trabajo.....9

2. Fran Silvestre Arquitectos.....10

3. La obra.....12

 3.1_El proyecto.....12

 3.2_Memoria constructiva del proyecto.....13

 3.3_Estudio fotográfico del proyecto.....15

 3.4_Memoria constructiva estudio TFG.....19

4. El modelo.....20

 4.1_Comportamiento del modelo estructural.....20

 4.1.1_MODELO 1.....28

 4.1.2_MODELO 2.....44

 4.2_Estudio económico.....60

5. Conclusiones.....68

6. Bibliografía y fuentes.....70

 6.1_Páginas web.....70

 6.2_Normas.....70

 6.3_Programas informáticas.....70

 6.4_Relación de figuras y tablas.....70

1. Introducción

1.1_Objetivos y método de trabajo

El objetivo principal de este trabajo es el análisis estructural y económico de la estructura, de forma que se pueda obtener una solución diferente respecto al proyecto original.

Para ello, realizaremos dos modelos estructurales mediante el programa informático Architrave; todos ellos conformados mediante muros y losas de hormigón armado, e iremos variando el canto de los mismos; teniendo en cuenta las acciones que actúan sobre la estructura, de manera que encontremos una solución optimizada tanto en su ejecución como económicamente.

Llevaremos a cabo un estudio analítico del comportamiento de los dos prismas rectangulares, por ser la parte más interesante de la estructura que conforma cada modelo, llegando a un estudio completo de la estructura, para poder obtener secciones y armados reales, que cumplan las normativas pertinentes.

A continuación, se expresa de manera esquemática, la metodología empleada para la realización de este trabajo:

- Estudio de la obra del arquitecto autor de la vivienda. Comprensión de su forma de hacer arquitectura.
- Estudio de la vivienda. Asimilación de la funcionalidad del edificio.
- Plantear un modelo estructural del edificio en base a la información aportada por el arquitecto y el análisis realizado del propio edificio.
- Dibujar el modelo estructural mediante soporte informático; modelización con Autocad desde la aplicación Architrave.
- Predimensionado de la estructura en Autocad.
- Establecer una estimación de cargas de la estructura.
- Generación del modelo y exportación para comprobar su correcta modelización en Architrave.
- Estudio de deformaciones y tensiones de los elementos estructurales del modelo: losas y muros.
- Realizar estudio comparativo de la resistencia de las secciones predimensionadas con la aplicación Peritación y comparación con los resultados obtenidos en Architrave.
- Armado de losas y muros. Elaboración de planos de estructura de cada elemento.
- Estudio económico de la estructura mediante la base de datos del IVE y el generador de precios CYPE.
- Comparación de los resultados obtenidos en ambos modelos.

2. Fran Silvestre Arquitectos

Es un estudio de arquitectura valenciano fundado por Fran Silvestre, presente en España, Colombia, China y México.

Fran Silvestre estudió en la Universitat Politècnica de Valencia, obteniendo el título de arquitecto en 2001 y en la Technische Universiteit Eindhoven, donde se especializó en urbanismo. Desde 2002 hasta 2004 colaboró en el estudio de Álvaro Siza, en Oporto. Posteriormente, en 2005, estableció su propio estudio de arquitectos en Valencia. El estudio lo dirige él mismo junto al diseñador Andrés Alfaro, con un equipo formado por más de 30 profesionales de la arquitectura e ingeniería.

Imparte clases de proyectos en la ETSAV, en la Universidad Europea, así como en diversas universidades españolas como internacionales.

Su trabajo muestra influencias del arquitecto portugués Álvaro Siza y del escultor Andreu Alfaro, entre otros. En sus proyectos se aprecian factores como la modulación, la seriación o la luz. Destacan proyectos como: El centro de arte y auditorio de Alfafar (2008), La casa del atrio (2009), la casa del acantilado (2011), la torre eólica (2011) o la casa en el lago (2018).¹

¹ FRAN SILVESTRE ARQUITECTOS. *Estudio arquitectos en Valencia, Equipo*. <<http://fransilvestrearquitectos.com/equipo/>> [Consulta: 8 de julio de 2019]

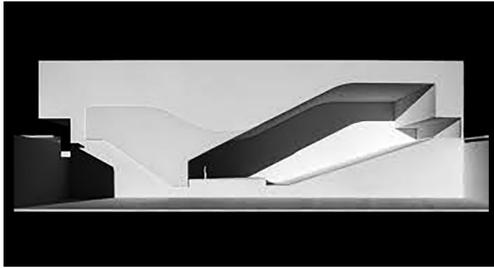


Fig. 1. Sección del Centro de arte y auditorio (Alfafar, Valencia, 2008)



Fig. 2. Vista exterior de La casa del atrio (Godella, Valencia, 2009)



Fig. 3. Vista exterior de La casa del acantilado (Calpe, Alicante, 2009)



Fig. 4. Vista del modelo de Torre eólica (Valencia, Valencia, 2009)



Fig. 5. Vista exterior de La casa en el lago (Caldes de Malavella, Girona, 2018)

Centro de arte y auditorio de Alfafar

Situación: Alfafar (Valencia)

Año de construcción: -

Tipología: Equipamiento

La casa del atrio

Situación: Godella (Valencia)

Año de construcción: 2008

Tipología: Residencial, unifamiliar aislada

La casa del acantilado

Situación: Calpe (Alicante)

Año de construcción: 2009

Tipología: Residencial, unifamiliar aislada

Torre eólica del Puerto de Valencia

Situación: Valencia (Valencia)

Año de construcción: -

Tipología: Equipamiento

La casa en el lago

Situación: Caldes de Malavella (Girona)

Año de construcción: -

Tipología: Residencial, unifamiliar aislada

“La casa en el lago” es la vivienda objeto del presente trabajo, en el cual estudiaremos diferentes tipologías de estructura de hormigón armado que pudieran realizarse en la vivienda, buscando la más óptima a nivel económico y de trabajo estructural.

3. La obra

3.1 El proyecto

"Ubicada en el campo de golf de PGA, en Girona, la casa busca las mejores vistas del lugar en el que se encuentra. El proyecto se resuelve con dos espacios extrusionados, dos volúmenes que se superponen, en el que el superior se desplaza en dirección al lago que tiene delante dando lugar a un voladizo que busca generar una gran terraza en sombra. Dos elementos que conforman un solo proyecto, en el que se distinguen unas fachadas de gran dinamismo generadas por los huecos que se abren en ellas, aberturas que permiten una cómoda lectura de la envolvente.

En el espacio interior la planta baja queda distribuida en dos zonas que se dividen mediante la escalera, la cual se sitúa en perpendicular a los volúmenes, con una doble altura y que se encarga de separar espacios sirvientes y servidos. En cambio, en la planta superior, la escalera queda atrás y todas las estancias están distribuidas de tal forma que miran al campo de golf." ²

La vivienda se resuelve en tres plantas. La planta sótano se encuentra semienterrada, con acceso mediante rampa; el programa que incluye es el siguiente: sala de instalaciones, aseo, sala de lavandería y dormitorio de invitados. Todas las estancias se abren al patio en la cara Norte. La superficie construida en planta sótano es de 198'98 m².

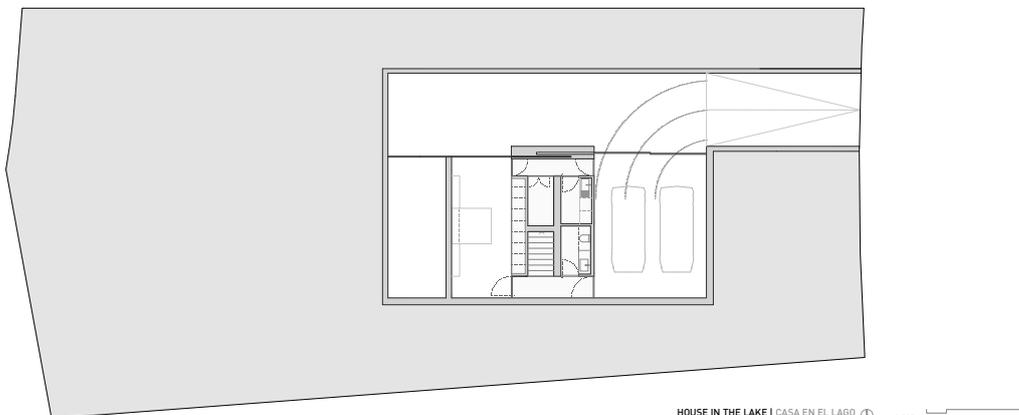


Fig. 6. Planimetría básica de La casa en el lago
Plano de planta de sótano.

La planta baja es un volumen rectangular con dirección Este-Oeste con acceso peatonal desde el exterior de la parcela. El programa que incluye es mayoritariamente de día: hall de entrada, salón-comedor, cocina, dormitorio con baño, cocina, aseo de cortesía y terraza cubierta. El salón-comedor orientados al Oeste abriéndose a la gran terraza cubierta. Mientras que, la cocina y el dormitorio se abren hacia el Este. Las fachadas norte y sur son completamente opacas, esceptuando el acceso a la vivienda en la fachada sur. La superficie construida en planta baja es de 212'61m².

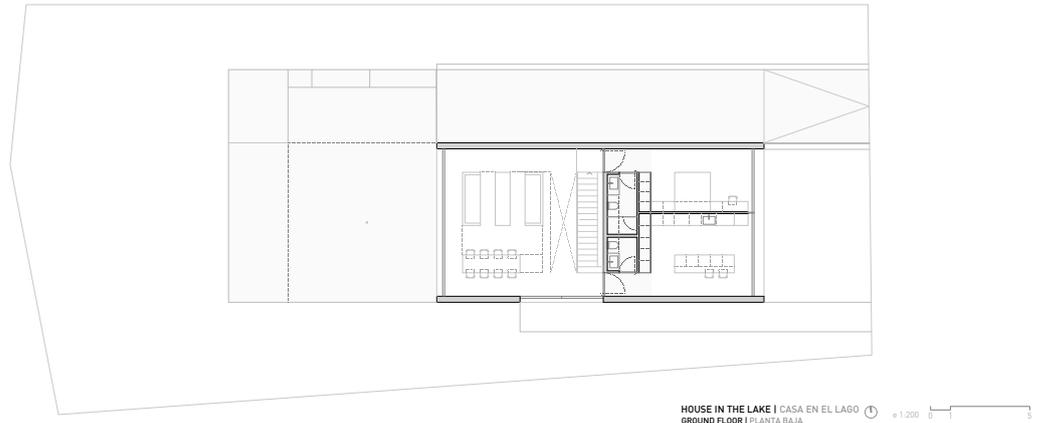


Fig. 7. Planimetría básica de La casa en el lago
Plano de planta de baja.

La planta primera es un volumen rectangular orientado a Este que sobresale por encima del volumen inferior, generando un gran voladizo, y por tanto, una terraza cubierta en planta baja. El programa que incluye es mayoritariamente de noche: estudio, dormitorio con baño, dormitorio principal con baño y terraza cubierta. Los dormitorios con terraza cubierta, orientados a Oeste, miran hacia el jardín. Mientras que, el estudio, se abre a Oeste. Las fachadas norte y sur son completamente opacas, esceptuando una gran abertura en el dormitorio principal a Norte. La superficie construida en planta baja es de 93,78 m².

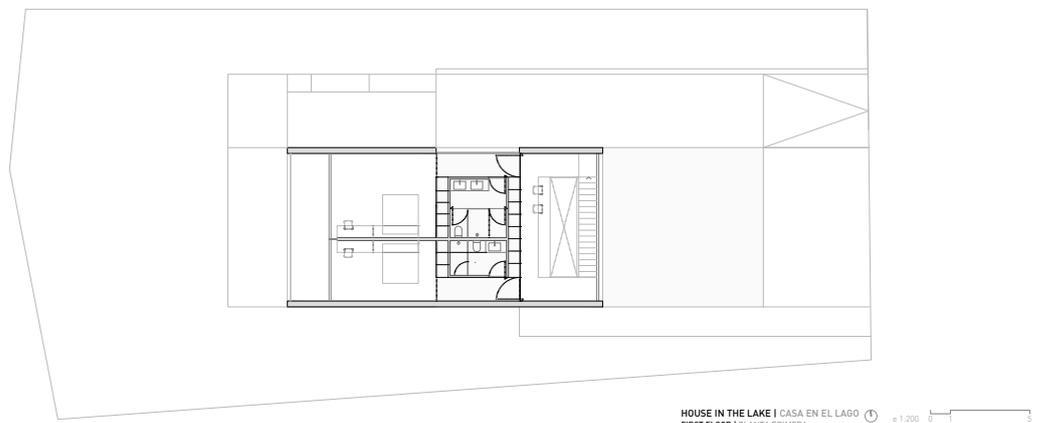


Fig. 8. Planimetría básica de La casa en el lago
Plano de planta primera.

3.2_Memoria constructia del proyecto

Algunos de los datos de la memoria constructiva del proyecto son los mismos que podemos encontrar en el apartado "3.4_Memoria constructiva del estudio de TFG" pues dicha información no ha sido facilitada por el estudio de arquitectura.

Sustentación del edificio

Características geotécnicas del terreno

El solar donde se ubica el proyecto que estamos estudiando se ubica en la localidad gerundense de Caldes de Malavella. No se dispone de información sobre el tipo de terreno, pero conocemos que los arquitectos estimaron una tensión admisible del terreno de 2,50 kg/cm².

Cimentación

Para el terreno con las características expuestas anteriormente, con una tensión admisible de 2,50 kg/cm², diseñamos una cimentación con zapatas corridas de hormigón armado con un canto de 50 cm y un canto útil de 43 cm, sobre una capa de hormigón de limpieza de 10 cm. El hormigón de la cimentación posee una resistencia característica de 25 N/mm² y el acero del armado de B-500 SD.

Sistema estructural

La vivienda objeto del presente trabajo está configurada por una estructura de losas y muros de hormigón armado. La volumetría se presenta como dos prismas rectangulares, desplazados uno respecto del otro.

Sistema envolvente

El sistema de envolvente está conformado por los diferentes elementos que forman la piel del edificio, incluyendo los que están en contacto con el terreno.

Separación con el terreno (zonas exteriores)

Solera de hormigón de 15 cm sobre una capa de 10 cm de hormigón de limpieza.

Separación con el terreno (zonas interiores)

Forjado sanitario de casetones de 15 cm de espesor sobre una capa de 10 cm de hormigón de limpieza.

Muros de fachada

Las fachadas en planta baja y primera son opacas en las caras norte y sur, exceptuando un hueco en cada una de ellas; mientras que en las cara este y oeste son completamente acristaladas. En la planta sótano se alternan huecos para la entrada al parking y de la habitación de invitados.

Carpintería exterior general

Carpintería Openspace (Dekovent), con doble vidrio templado.

Cubierta plana NO transitable

Cubierta invertida.

Cubierta plana transitable

Cubierta invertida con el mismo pavimento que en los espacios interior, consiguiendo la continuidad visual de los espacios.

3.3_Estudio fotográfico del proyecto

Vistas exteriores de día



Fig. 9. Imagen digital de La casa en el lago
Terraza cubierta, fachadas oeste y sur.



Fig. 10. Imagen digital de La casa en el lago
Jardín, fachadas oeste y norte.

Vistas exteriores al ocaso



Fig. 11. Imagen digital de La casa en el lago
Acceso en fachada sur.



Fig. 12. Imagen digital de La casa en el lago
Fachada este y acceso a planta de sótano.

Vistas interiores



Fig. 13. Imagen digital de La casa en el lago
Salón-comedor.



Fig. 14. Imagen digital de La casa en el lago
Salón-comedor.



Fig. 15. Imagen digital de La casa en el lago
Salón-comedor, hall de la escalera.



Fig. 16. Imagen digital de La casa en el lago
Dormitorio principal en planta primera.

3.4 Memoria constructiva del estudio de TFG

A continuación vamos a realizar una descripción constructiva del estudio de la estructura que he realizado para el presente trabajo, mediante muros y losas de hormigón armado.

Sustentación del edificio

Características geotécnicas del terreno

El solar donde se ubica el proyecto que estamos estudiando se ubica en la localidad gerundense de Caldes de Malavella. No se dispone de información sobre el tipo de terreno, pero conocemos que los arquitectos estimaron una tensión admisible de cálculo de 2,50 kg/cm².

Por lo que se refiere al estudio geotécnico, el DB SE-C Capítulo 3.3.1. Generalidades dice:

"1 El estudio geotécnico es el compendio de información cuantificada en cuanto a las características del terreno en relación con el tipo de edificio previsto y el entorno donde se ubica, que es necesaria para proceder al análisis y dimensionado de los cimientos de éste u otras obras.

2 Las características del terreno de apoyo se determinarán mediante una serie de actividades que en su conjunto se denomina reconocimiento del terreno y cuyos resultados quedarán reflejados en el estudio geotécnico.

3 El reconocimiento del terreno, que se fijará en el estudio geotécnico en cuanto a su intensidad y alcance, dependerá de la información previa del plan de actuación urbanística, de la extensión del área a reconocer, de la complejidad del terreno y de la importancia de la edificación prevista. Salvo justificación el reconocimiento no podrá ser inferior al establecido en este DB." ⁴

Por lo que es importante y fundamental realizar un estudio geotécnico para obtener la información del terreno y poder calcular y ejecutar la estructura del edificio de la forma más segura posible.

Cimentación

Para el terreno con las características expuestas anteriormente, con una tensión admisible de 2,50 kg/cm², diseñamos una cimentación con zapatas corridas de hormigón armado con un canto de 50 cm y un canto útil de 43 cm, sobre una capa de hormigón de limpieza de 10 cm. El hormigón de la cimentación posee una resistencia característica de 25 N/mm² y el acero del armado de B-500 SD.

Sistema estructural

El objeto de este trabajo es la obtención de un nuevo modelo estructural para una vivienda ya proyectada, diseñando varios modelos los cuales nos permitan obtener la solución más óptima, tanto en trabajo de la estructura, como en ejecución y coste de la misma. He trabajado sobre tres propuestas estructurales que me han permitido entender cómo funciona una estructura como la de esta casa; Modelo 1 y Modelo 2.

MODELO 1: Se plantea una estructura de muros de hormigón armado de un espesor de 20 cm y forjados de losa de hormigón de 25 cm de canto. Formando unos volúmenes en forma de cajón. Comprobamos como se comporta el vuelo de planta primera sobre la terraza.

MODELO 2: Se plantea una estructura similar a la anterior pero variano el espesor, tanto de los muros, que pasan a ser de 30 cm, como las losas de los forjados, que pasan a ser de 30 cm.

⁴ Documento Básico SE-C [2009] Capítulo 3.3.1. Generalidades. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-C.pdf>>[Consultado: 8 de julio de 2019]

4. El modelo

4.1 Comportamiento del modelo estructural

Estimación de cargas

A continuación, se expondrá la estimación de cargas que se ha tenido en cuenta para la modelización de los diferentes modelos estudiados. Esta estimación se realiza según lo establecido en el Documento Básico SE-AE del CTE, con el que obtenemos valores aproximados y similares a los originales del edificio.

CARGAS PERMANENTES (G) - Hipótesis 1

-Elementos horizontales de la estructura:

-Forjados normales:

- Peso propio losa maciza de hormigón 20-30 cm: Valor asignado por Architrave
- Peso propio de mármol macael sobre material de agarre: 1,5 KN/m²
- Peso tabiquería interior <0'09 m: 2 KN/m²
- Falso techo de placas de cartón yeso: 0,25 KN/m²
- Instalaciones colgadas en forjado: 0,25 KN/m²
- Total, cargas permanentes: 4 KN/m²**

-Forjados de cubierta:

- Peso propio losa maciza de hormigón 20-30 cm: Valor asignado por Architrave
- Peso propio cubierta de grava invertida: 2,5 KN/m²
- Falso techo de placas de cartón yeso: 0,25 KN/m²
- Instalaciones colgadas en forjado: 0,25 KN/m²
- Total, cargas permanentes: 3 KN/m²**

-Elementos horizontales de la estructura:

- Cerramiento opaco (muro de hormigón): Valor asignado por Architrave
- Cerramiento vidrio+carpintería: 3 KN/ml

CARGAS VARIABLES SOBRECARGA DE USO (Q) - Hipótesis 2

Hacemos uso de la tabla 3.1 del DB SE-AE para obtener los valores de cada planta dependiendo del uso que se le asigna:

- Sobrecarga de uso planta vivienda: 2 KN/m²
- Sobrecarga de uso mantenimiento cubierta: 1 KN/m²
- Sobrecarga de uso cubierta transitable: 2 KN/m²

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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 con asientos fijos	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⁾ 1 ⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 1. Valores característicos de las sobrecargas de uso.

CARGAS VARIABLES SOBRECARGA DE NIEVE (Q) - Hipótesis 3

La carga de nieve solo afecta a los forjados de cubierta, cuyo valor lo obtenemos de la tabla 3.8 del DB SE A-E.

-Forjados de cubierta:

-Sobre carga de uso por nieve (Girona, SK 0,4):

0,4 KN/m²

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

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	470	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	1.130	0,2	Huesca	570	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	180	1,0	Jaén	820	0,4	Santander	1.000	0,7
Badajoz	0	0,4	León	150	1,2	Segovia	10	0,2
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	380	0,6	Sevilla	1.090	0,9
Bilbao / Bilbo	860	0,3	Logroño	470	0,6	Soñia	0	0,4
Burgos	440	0,6	Lugo	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	0	0,4	Madrid	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	40	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	640	0,2	Murcia	130	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	100	0,6	Orense / Ourense	230	0,4	Valencia/València	690	0,4
Córdoba	100	0,2	Oviedo	740	0,4	Valladolid	520	0,7
Coruña / A Coruña	1.010	0,3	Palencia	0	0,2	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Cuenca	70	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,5
Gerona / Girona	690	0,4	Palmas, Las	450	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 2. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.

CARGAS VARIABLES SOBRECARGA DE VIENTO (Q) - Hipótesis 4

Para nuestra vivienda, de dos alturas sobre la cota del terreno, tendremos en cuenta cuatro hipótesis de viento, en las cuatro direcciones existentes: Norte-Sur, Sur-Norte, Este-Oeste, Oeste-Este. Estas hipótesis se traducen en cargas superficiales sobre las cuatro fachadas del edificio, que representan la presión y succión del viento sobre las mismas. Su valor se calcula según lo establecido en el DB SE-AE mediante la fórmula: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

-q_b = Presión dinámica del viento. Según el DB: "De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 KN/m²."

-c_e = Coeficiente de exposición. Escogemos los valores según la tabla 3.4. del DB SE-AE. Para planta baja (3 metros): 1,6. Para planta primera (6 metros): 2,0.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
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	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 3. Valores del coeficiente de exposición.

-c_p y c_s = Coeficiente eólico. Obtenemos los valores de la tabla 3.5. del DB SE-AE.

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c _p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c _s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Tabla 4. Coeficiente eólico en edificios de pisos.

Para la dirección transversal; la Esbeltez=H/a*; es E=0,77. Siendo el Coeficiente eólico de presión, C_p= 0,8; Mientras que el Coeficiente eólico de succión, C_s= -0,40.

Para la dirección longitudinal; la Esbeltez=H/a; es E=0,37. Siendo el Coeficiente eólico de presión, C_p= 0,7. Mientras que el Coeficiente eólico de succión, C_s= -0,35.

-Hipótesis 4.1. Viento Norte-Sur:

Presión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0,8 =$

0,8 KN/m²

Succión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot (-0,40) =$

-0,40 KN/m²

-Hipótesis 4.2. Viento Sur-Norte:

Presión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ KN/m}^2$
 Succión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot (-0,40) = -0,40 \text{ KN/m}^2$

-Hipótesis 4.3. Viento Este-Oeste:

Presión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ KN/m}^2$
 Succión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot (-0,35) = -0,35 \text{ KN/m}^2$

-Hipótesis 4.4. Viento Oeste-Este:

Presión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ KN/m}^2$
 Succión: $q_e = 0,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2 \cdot (-0,35) = -0,35 \text{ KN/m}^2$

CARGAS PERMANENTES PRESIÓN DEL TERRENO (Q) - Hipótesis 5

Sobre los muros actúa, horizontalmente, el "empuje al reposo". Se considera una ley de empujes rectangular (P) que equivale a la triangular de las tierras. El muro apoya en la zapata y el forjado. Siendo el coeficiente de empuje al reposo $K_0=0,5$.

$$P = (0,67\gamma H + q_k) \cdot K_0$$

$$P = (0,67 \cdot 20 \text{ KN/m}^2 \cdot 3 \text{ m}) \cdot 0,5$$

P = 20 KN/m

Características resistentes de los materiales

-Resistencia de cálculo del acero de la estructura en tracción:

-B-500 SD: fyd: 434,78 N/mm²

-Resistencia de cálculo del hormigón para la estructura:

-HA-25/B/IIa: fcd: 16,66 N/mm²

-Coeficientes de seguridad adaptados:

-Mayoración de cargas: 1,60
 -Minoración del hormigón: 1,50
 -Minoración del acero: 1,15

Combinación de cargas

Con el objetivo de realizar un análisis lo más próximo a la realidad, planteo diferentes tipos de combinaciones de las cargas evaluadas. Para ello, se asignan las cargas a los elementos del modelo mediante Hipótesis de carga, anteriormente explicadas. A dichas combinaciones se les aplicará un coeficiente de mayoración o reducción que indica que no todas las cargas se dan a la vez en su valor máximo en situaciones reales.

El cálculo consiste en verificar que la estructura es resistente y segura. Para ello debemos comprobar que no se supera ninguno de los Estados Límite que llevarían a su colapso mientras esté sometida a las cargas evaluadas anteriormente. Por lo tanto, planteamos diversas combinaciones de estas cargas utilizando las fórmulas que nos proporciona el DB SE, el cual clasifica:

-ELU (Estados Límite Últimos): indican el valor límite del fallo estructural que pueda poner en peligro la seguridad de las personas. Según el DB SE, las combinaciones resultantes en ELU en situaciones persistentes o transitorias:

$$\Sigma (\gamma G \cdot GK) + (\gamma Q,1 \cdot Q k,1) + \Sigma (\gamma Q,i \cdot \psi 0,i + Q k,i)$$

- GK: Valor característico de las acciones permanentes.
- Q k,1: Valor característico de la acción variable considerada como principal.
- Q k,i: Valor característico de la acción variable concomitante.
- γG: Coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes. *
- γQ: Coeficiente parcial de seguridad para acciones variables. *
- ψ0,i: Coeficiente de simultaneidad para acciones variables. *

-ELS (Estados Límite de Servicio): valores que indican el límite del correcto funcionamiento de la estructura que asegura el bienestar de sus usuarios. Las combinaciones características resultantes en ELS se obtienen con la fórmula:

$$\Sigma GK + Q k,1 + \Sigma (\psi 0,i + Q k,i)$$

- GK: Valor característico de las acciones permanentes.
- Q k,1: Valor característico de la acción variable considerada como principal.
- Q k,i: Valor característico de la acción variable concomitante.
- ψ0,i: Coeficiente de simultaneidad para acciones variables. *

*Los coeficientes de seguridad a aplicar se obtienen de las tablas 4.1 y 4.2 del Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE) del CTE:

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

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

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

Tabla 5. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ0	ψ1	ψ2
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.

Tabla 6. Coeficientes de simultaneidad.

Una vez asignadas las cargas a los modelos, llevamos el archivo al programa Architrave 2019 que nos calculará los esfuerzos que se generan en los elementos estructurales debido a las acciones. Para, más adelante, poder realizar el estudio de solicitaciones de los modelos, debemos comprobar que los datos y coeficientes están correctamente introducidos en el programa. Utilizaremos las combinaciones más desfavorables de cada Estado Límite para realizar el análisis:

- ELU 01** (Persistente: Gravitatoria Uso): Para analizar la resistencia de los elementos mediante los esfuerzos y las tensiones que se generan en ellos.
- ELS 01** (Característica: Gravitatoria Uso): Para analizar deformaciones de los elementos analizando sus desplazamientos.

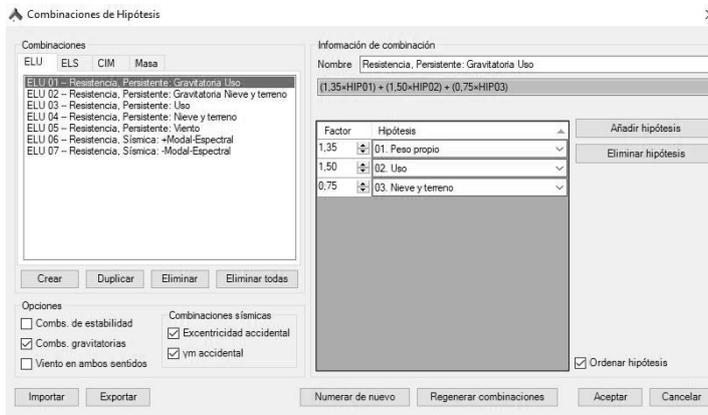


Tabla 7. Combinación de Hipótesis ELU 01.

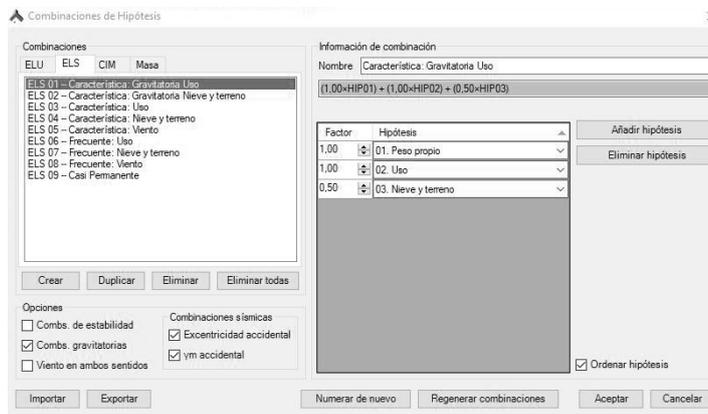


Tabla 8. Combinación de Hipótesis ELS 01.

Para poder realizar el estudio del comportamiento estructural de los diferentes modelos propuestos, utilizaremos la aplicación **PERITACIÓN** para comprobar la resistencia de los elementos que conforman la estructura, losas de forjado y muros. Los valores de **momentos de armado Mx y My** los obtenemos en **m · kN/m**; por lo que comprobaremos para los diferentes espesores de losa y muros propuestos, que momentos últimos son capaces de soportar, para poder compararlos con los resultados que obtengamos en **Architrave**.

Losa de forjado 200 mm de canto; 1000 mm de ancho		
Armado base As2 ; As1	5 Φ 10 ; 5 Φ 10	M.últ. 28,7 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 12	M.últ. 61,42 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 16	M.últ. 85,92 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 20	M.últ. 114,91 mkN

Tabla 9. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 1.

Losa de forjado 300 mm de canto; 1000 mm de ancho		
Armado base As2 ; As1	5 Φ 10 ; 5 Φ 10	M.últ. 44,37 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 12	M.últ. 102,27 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 16	M.últ. 146,28 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 20	M.últ. 199,9 mkN

Tabla 10. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 2.

Muro de 250 mm de canto; 1000 mm de ancho		
Armado base As2 ; As1	5 Φ 10 ; 5 Φ 10	M.últ. 36,46 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 12	M.últ. 82,07 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 16	M.últ. 116,05 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 20	M.últ. 157,66 mkN

Tabla 11. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 1.

Muro de 300 mm de canto; 1000 mm de ancho		
Armado base As2 ; As1	5 Φ 10 ; 5 Φ 10	M.últ. 44,37 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 12	M.últ. 102,27 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 16	M.últ. 146,28 mkN
Armado de refuerzo As1	5 Φ 20	M.últ. 199,9 mkN

Tabla 12. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 2.

En cuanto a las **tensiones de membrana Sx y Sy en muros**, proponemos un armado base de los muros de redondos de diámetro 10 mm cada 200 mm; y procedemos a reforzar los muros en las zonas traccionadas (valores de tensión positivos) y las zonas comprimidas con valores superiores a -16,66 Mpa. Las tensiones de membrana Sx corresponden a las tensiones horizontales y las tensiones Sy a las verticales.

Muro de 250 mm de canto							
Armado base (Φ 10)		Armado de refuerzo (Φ 12)		Armado de refuerzo (Φ 16)		Armado de refuerzo (Φ 20)	
As1 Tracción	393 mm ²	As1 Tracción	565 mm ²	As1 Tracción	1005 mm ²	As1 Tracción	1571 mm ²
As2 Compresión	393 mm ²	As2 Compresión	565 mm ²	As2 Compresión	1005 mm ²	As2 Compresión	1571 mm ²
As total	786 mm ²	As total	1130 mm ²	As total	2010 mm ²	As total	3142 mm ²
f _{yk}	500 MPa	f _{yk}	500 MPa	f _{yk}	500 MPa	f _{yk}	500 MPa
f _{yd}	434,78 MPa	f _{yd}	434,78 MPa	f _{yd}	434,78 MPa	f _{yd}	434,78 MPa
U _s	341,73 KN	U _s	491,304 KN	U _s	873,91 KN	U _s	1366,086 KN
Área C	250.000 mm ²	Área C	250.000 mm ²	Área C	250.000 mm ²	Área C	250.000 mm ²
b	1000 mm	b	1000 mm	b	1000 mm	b	1000 mm
h	250 mm	h	250 mm	h	250 mm	h	250 mm
σ _b	1,71 MPa	σ ₁	1,96 MPa	σ ₂	3,49 MPa	σ ₃	5,46 MPa
		σ _b +σ ₁	3,67 MPa	σ _b +σ ₂	5,20 MPa	σ _b +σ ₃	7,17 MPa

U_s = A_{s,tot} · f_{yd} (f_{yd} = f_{yk}/1,15) ; σ = U_s/Área hormigón

Tabla 13. Resultados tensiones de membrana que resisten las secciones de muro y su armado para el Modelo 1.

Muro de 300 mm de canto							
Armado base (Φ 10)		Armado de refuerzo (Φ 12)		Armado de refuerzo (Φ 16)		Armado de refuerzo (Φ 20)	
As1 Tracción	393 mm ²	As1 Tracción	565 mm ²	As1 Tracción	1005 mm ²	As1 Tracción	1571 mm ²
As2 Compresión	393 mm ²	As2 Compresión	565 mm ²	As2 Compresión	1005 mm ²	As2 Compresión	1571 mm ²
As total	786 mm ²	As total	1130 mm ²	As total	2010 mm ²	As total	3142 mm ²
f _{yk}	500 MPa	f _{yk}	500 MPa	f _{yk}	500 MPa	f _{yk}	500 MPa
f _{yd}	434,78 MPa	f _{yd}	434,78 MPa	f _{yd}	434,78 MPa	f _{yd}	434,78 MPa
U _s	341,73 KN	U _s	491,304 KN	U _s	873,91 KN	U _s	1366,086 KN
Área C	300.000 mm ²	Área C	300.000 mm ²	Área C	300.000 mm ²	Área C	300.000 mm ²
b	1000 mm	b	1000 mm	b	1000 mm	b	1000 mm
h	300 mm	h	300 mm	h	300 mm	h	300 mm
σ _b	1,14 MPa	σ ₁	1,64 MPa	σ ₂	2,91 MPa	σ ₃	4,55 MPa
		σ _b +σ ₁	2,78 MPa	σ _b +σ ₂	4,05 MPa	σ _b +σ ₃	5,69 MPa

U_s = A_{s,tot} · f_{yd} (f_{yd} = f_{yk}/1,15) ; σ = U_s/Área hormigón

Tabla 14. Resultados tensiones de membrana que resisten las secciones de muro y su armado para el Modelo 2.

Para poder realizar el estudio del comportamiento estructural de los diferentes modelos propuestos, se ha llevado a cabo el modelado de los mismos a través de la herramienta informática: AutoCAD 2017; con el objetivo de conseguir unos modelos que se comporten lo más semejante a la realidad. Se ha procedido al modelado mediante elementos superficiales: muros y losas, calculados mediante el método de **elementos finitos**. A cada uno de los elementos que conforman el modelo se les ha asignado propiedades geométricas y mecánicas, mediante el uso de la aplicación Architrave 2019.

Una vez hemos realizado los modelos, los exportamos al programa de dimensionado y cálculo de estructuras Architrave a través de ficheros en formato .avex. El cálculo estructural mediante elementos finitos nos permite realizar un estudio detallado de solictiaciones, tensiones y deformaciones en cada punto de las mallas superficiales; este método resulta adecuado dado que la vivienda está compuesta por elementos superficiales: muros y losas. Para este trabajo se realizará el estudio de las losas del forjado de cubierta y forjado 1; y los muros de planta baja y planta primera; al ser los elementos más interesantes de la estructura.

A través de este programa analizamos los resultados que obtenemos en los esquemas de isovalores; previamente se ha hecho un estudio de la resistencia a tensiones de losas y muros y el armado que necesitan para trabajar correctamente. Posteriormente, realizaremos unos planos de estructura de ambos modelos y compararemos la disposición del armado en losas y muros.

4.1.1_MODELO 1

MODELO 1 ha sido el primer modelo estructural que he planteado para el estudio y optimización de la estructura de "La casa en el lago". Se plantea una estructurada configurada por muros y losas de hormigón armado; de tal forma que se simplifique la estructura en dos prismas, uno sobre otro. En este caso, los muros son de 25 cm de espesor y las losas de 20 cm.

Cabe prestar especial atención al gran voladizo del prisma superior.

Deformaciones, ELS: En primer lugar, analizamos la deformación de la estructura de la vivienda, tomando la combinación de hipótesis ELS 01. En la *Figura 17*, observamos como deforma la estructura, deformación que en principio ya se intuía dada la importancia del voladizo en la planta superior. La deformación máxima se produce en la parte central del extremo del voladizo.

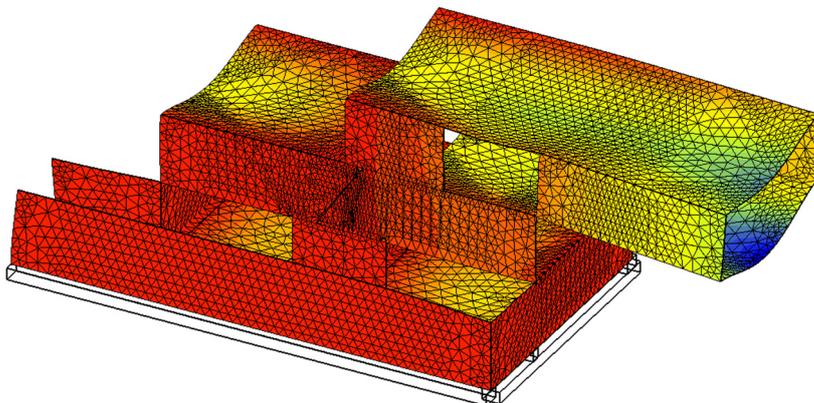


Fig. 17. Deformada DZ con isovalores MODELO 1.

Si analizamos los desplazamientos en la **losa de cubierta**, observamos que los valores de flecha en el extremo del voladizo son: **-0,90 cm**; **-1,64 cm**; **-0,43 cm**, unos valores de flecha que nos son demasiado significativos, *Figura 18*. Como se puede ver en la *Figura 17*, los desplazamientos en los elementos verticales (muros) son de muy poca importancia. Observamos un desplazamiento horizontal en los muros de contención del sótano.

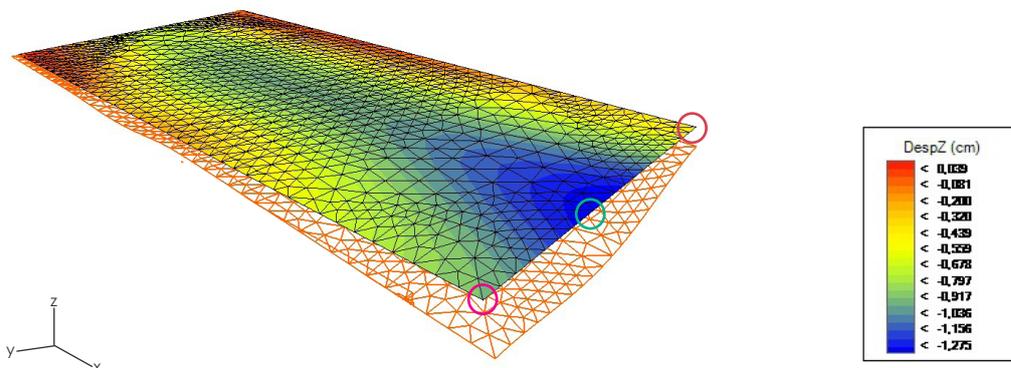


Fig. 18. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de cubierta.

Si analizamos los desplazamientos en la **losa del forjado 1**, observamos que los valores de flecha en el extremo del voladizo son: **-0,90 cm**; **-1,64 cm**; **-0,43 cm**, valores de flecha iguales a los del forjado de cubierta, *Figura 19*. Estos valores deberán compararse con los admisibles para el cumplimiento de las deformaciones.

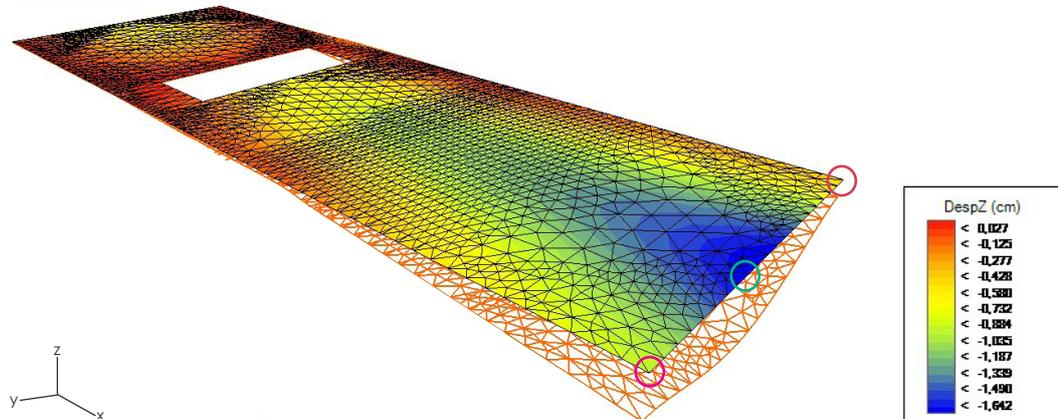


Fig. 19. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de forjado 1.

Con respecto al cumplimiento a flecha, según lo establecido en el CTE; una limitación de **flecha elástica** de **L/350** y una limitación de **flecha total** de **L/250**. Por tanto, teniendo en cuenta que la **flecha elástica** = 1,64 - 0,43 cm = **1,21 cm**; la flecha total es dos veces el valor obtenido en la flecha elástica, el valor es: **2,42 cm**; Siendo L igual a 7,50 metros, cumple tanto a flecha elástica como a flecha total.

Tensiones, ELU: Procedemos a analizar tanto losas como muros. En este apartado tendremos en cuenta las combinaciones de carga anteriormente expuesta: ELU 01. El estudio se va a realizar teniendo en cuenta las **tensiones de membrana Sx** y **Sy** para analizar los muros y las **solicitaciones para dimensionado Mx** y **My** para losas y muros.

Procedemos a estudiar los resultados que hemos obtenido de las losas respecto a las **solicitaciones para dimensionado Mx** y **My**.

Primeramente, observamos las **tensiones Mx** de la losa de cubierta, en la *Figura 20*. Observamos cierta homogeneidad, exceptuando los puntos en los que la losa de cubierta se encuentra con el vano de primera planta. Obteniendo unas tensiones de entre **-69,682 KN · m** y **-79,004 KN · m** en los extremos y tensiones positivas en el centro de vano de hasta **23,536 KN · m**.

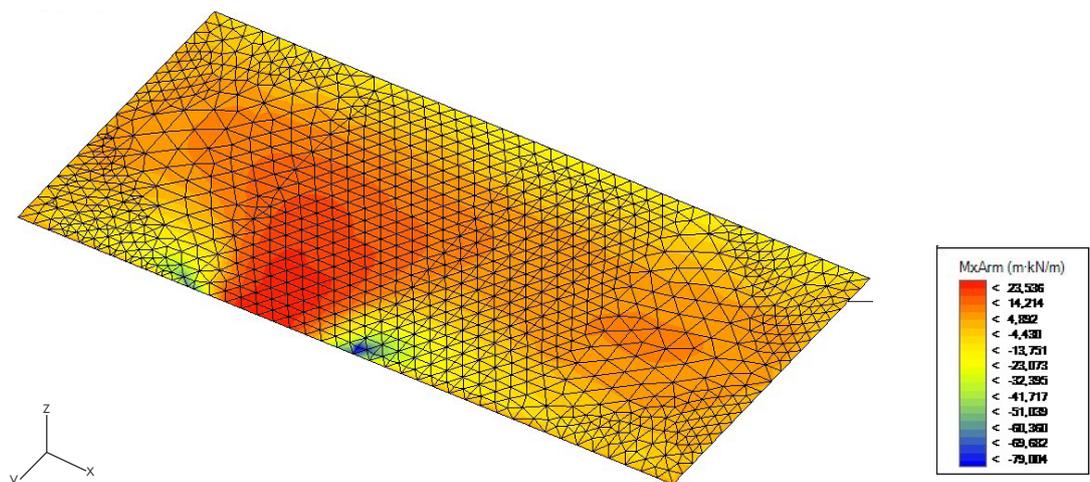


Fig. 20. Momentos para dimensionado Mx. Losa de cubierta.

Respecto a las **tensiones My**, en la *Figura 21*, el esquema de isovalores es más irregular, variando entre valores más significativos. Los valores en la banda central de la losa se encuentran entre **28,996 KN · m** y **44,196 KN · m**. Mientras que en los extremos longitudinales de la losa, losa valores tensionales varían entre **-31,804 KN · m** y **-47,004 KN · m**. En los puntos de encuentro de la losa con el vano de la primera planta, losa valores son del orden de hasta **-123,004 KN · m**.

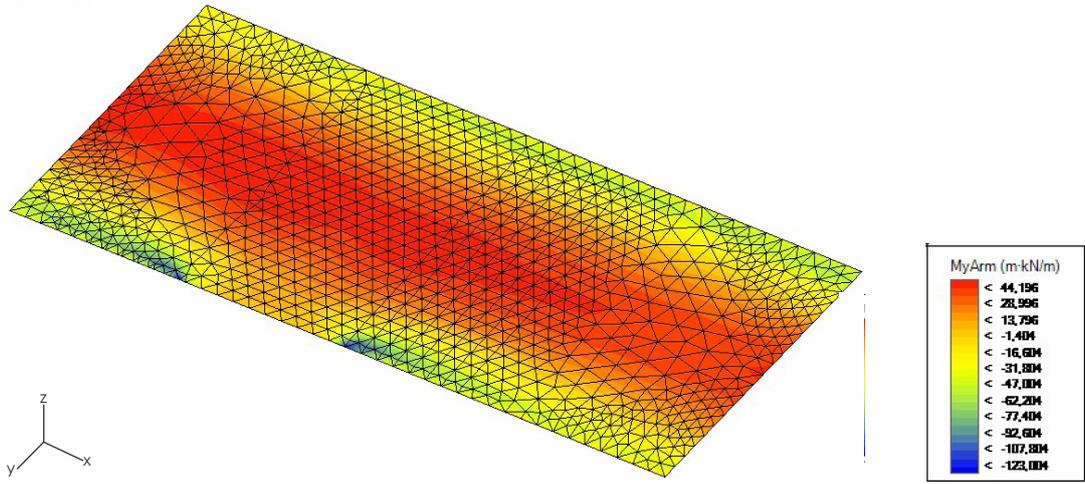


Fig. 21. Momentos para dimensionado My. Losa de cubierta.

Respecto a las **tensiones Mx** de la losa del forjado 1, *Figura 22*. Observamos cierta homogeneidad, exceptuando los puntos en los que la losa se encuentra con el vano de primera planta. Obteniendo unas tensiones de entre **-80,325 KN · m** y **-92,020 KN · m** en el extremo derecho sobre el que recae el muro; y tensiones positivas en el centro de vano de hasta **1,540 KN · m**.

Respecto a las **tensiones My**, en la *Figura 23*, el esquema de isovalores es más irregular, variando entre valores más significativos. Los valores en la banda central de la losa se encuentran entre **43,156 KN · m** y **56,750 KN · m**. Mientras que en los extremos longitudinales de la losa, losa valores tensionales varían entre **-65,591 KN · m** y **-79,184 KN · m**. En los puntos de encuentro de la losa con el vano de la primera planta, los valores son del orden de hasta **-92,778 KN · m**.

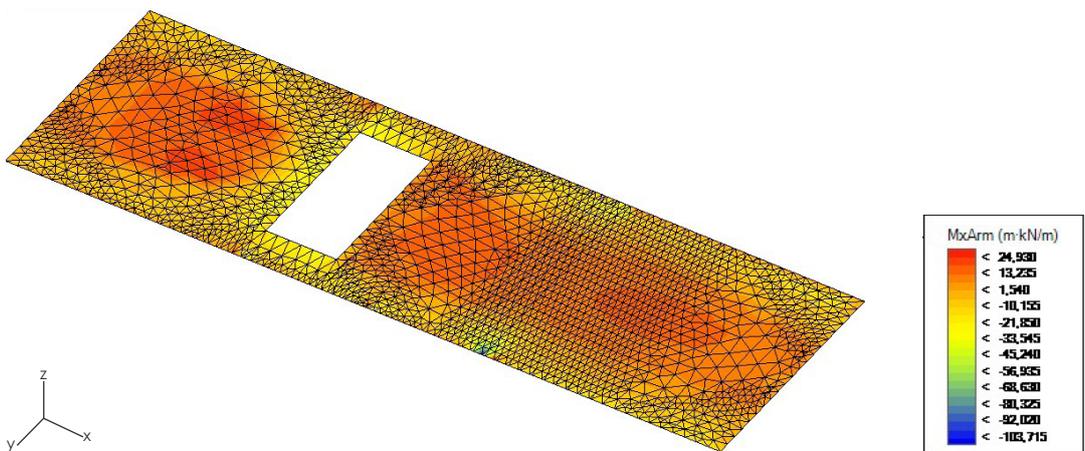


Fig. 22. Momentos para dimensionado Mx. Losa del forjado 1.

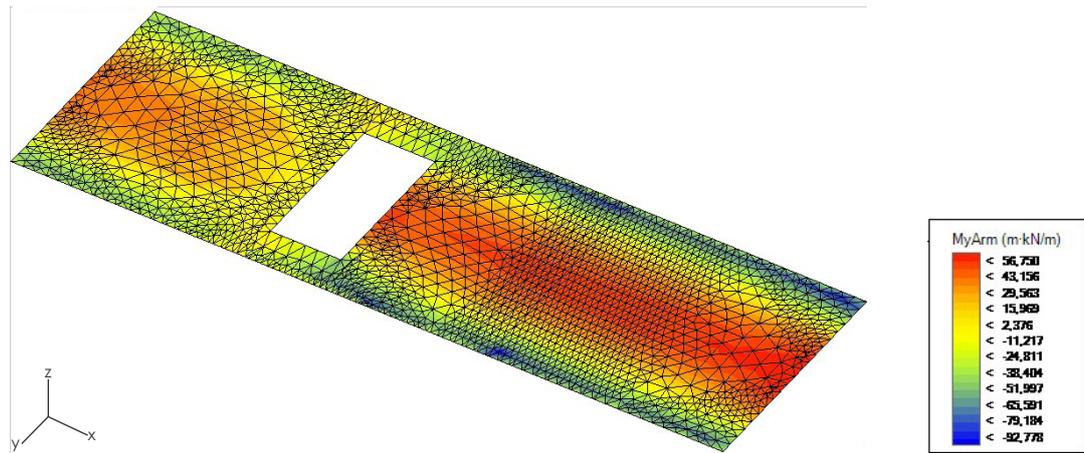
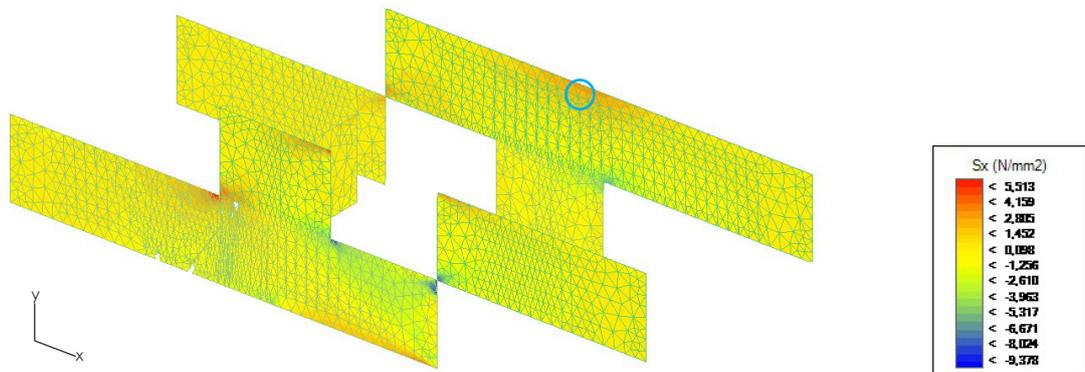


Fig. 23. Momentos para dimensionado My. Losa del forjado 1.

Se procede a estudiar los resultados que hemos obtenido en los muros respecto a las **tensiones de membrana S_x y S_y** . El comportamiento de los muros frente a tensiones positivas se tendrá que tener en cuenta a la hora de calcular los refuerzos; mientras que en las negativas, sólo se tendrán en cuenta cuando superen los $-16,66$ Mpa, que es la tensión máxima que soporta el hormigón.

Primeramente, vemos las **tensiones horizontales S_x** , reflejados en la *Figura 24*, que crean un esquema de isovalores bastante homogéneo en el conjunto de los muros. Varían sus valores alrededor de los $-0,251$ N/mm², incrementándose significativamente en zonas de encuentro entre muros y losas y otros puntos comprometidos donde las tensiones aumentan en esas zonas hasta un máximo de $2,793$ N/mm².

Fig. 24. Tensiones S_x de los muros de planta baja y primera.

Por otra parte, en lo que se refiere a las **tensiones verticales S_y** , continuamos viendo un esquema de isovalores homogéneo pero con algunos picos de color, significativos, pero que no tienen mayor importancia. En gran medida, los valores de las tensiones se encuentran alrededor de $-0,375$ N/mm². Encontramos varios puntos críticos en los vértices de encuentro entre muros y losas, con valores que distan mucho de los valores de tensiones en el resto de la estructura. Algunos de estos valores son: $1,081$ N/mm²; $3,156$ N/mm²; $1,227$ N/mm²; $-12,301$ N/mm². Los anteriores valores están señalados en la *Figura 25*.

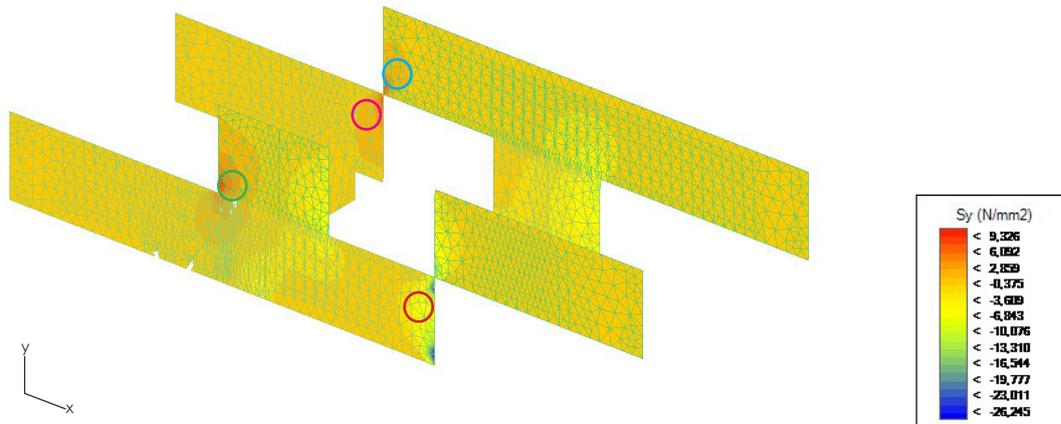


Fig. 25. Tensiones S_y de los muros de planta baja y primera.

Vistas las tensiones de membrana en los muros, toca analizar las **solicitaciones de armado en M_x y M_y** de los mismos. Posteriormente, se dimensionará los elementos estructurales a partir del estudio del análisis de tensiones que haya sido más desfavorable.

Por lo que respecta a las **tensiones para el dimensionado M_x** en los muros, vemos un esquema de isovalores homogéneo pero con algunos picos de color. En gran medida, los valores de las tensiones se encuentran alrededor de **-10,794 KN · m**. Encontramos varios puntos críticos en los vértices de encuentro entre muros y losas, con valores que distan mucho de los valores de tensiones en el resto de la estructura. Algunos de estos valores son: **-37,729 KN · m**; **20,671 KN · m**; **-95,354 KN · m**; **61,636 KN · m**; **-13,599 KN · m**; **-18,583 KN · m**; **22,630 KN · m**; **-17,269 KN · m**; **13,116 KN · m**; **18,176 KN · m**; Los anteriores valores están señalados en la *Figura 26*.

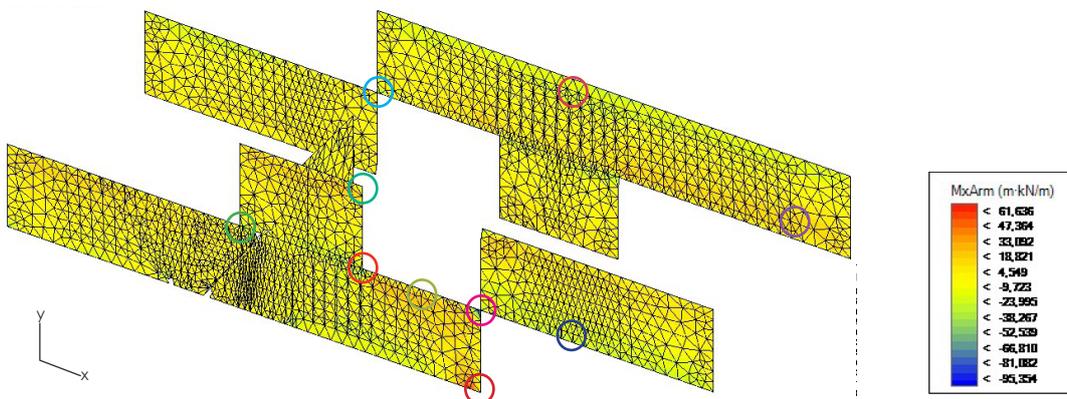


Fig. 26. Momentos para dimensionado M_x . Muros planta baja y primera.

Ahora, prestamos atención a las **tensiones para dimensionado M_y** en los muros. El esquema de isovalores, ahora, es más irregular, con variaciones de color. Los puntos críticos más significativos que encontramos son los siguientes: **17,974 KN · m**; **-36,941 KN · m**; **-105,722 KN · m**; **130,796 KN · m**; **45,669 KN · m**; **-96,912 KN · m**; **110,688 KN · m**; **-53,656 KN · m**; **69,842 KN · m**; **-157,603 KN · m**; Los anteriores valores están señalados en la Figura 27.

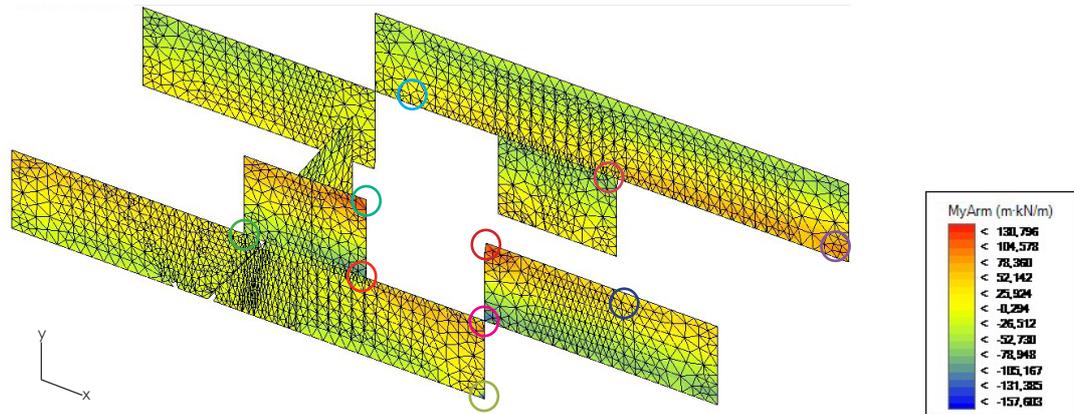


Fig. 27. Momentos para dimensionado M_y . Muros planta baja y primera.

Armado de losas de forjado y muros.

Una vez vistas las tensiones y deformaciones a las que se ven sometidos los elementos del modelo, se va a proponer el armado necesario para cada uno de estos elementos con barras de acero B-500 SD. Esta propuesta de armado se realiza después de haber hecho un estudio sobre el comportamiento de los elementos de hormigón armado y su armado de acero, visto en las tablas: **Tabla 9, Tabla 11, Tabla 13**; de este apartado del trabajo; y de analizar los resultados obtenidos con el programa **Architrave**. Del programa se han analizado los **momentos para dimensionado M_x y M_y** para losas, mientras que para muros se han estudiado los **momentos para dimensionado M_x y M_y** y las **tensiones de membrana S_x y S_y** .

Primeramente se explicará el armado de las losas de forjado, losa del forjado de cubierta y la losa del forjado 1.

-Losa de cubierta:

Cómo se ha explicado previamente, la losa de cubierta tiene un espesor de 200 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de 28,7 m · kN**. Este armado será suficiente para soportar los momentos positivos, mientras que para los momentos negativos se deberá disponer un **refuerzo** en la armadura de tracción de barras de $\Phi 16$ cada **200 mm**, alcanzando una resistencia de **85,92 m · kN**. Croquis del armado en la Figura 28.

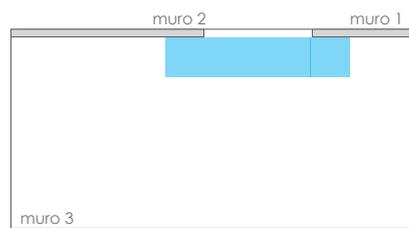


Fig. 28. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un Armado base de $\Phi 10$ cada **200 mm**. Se requiere un **refuerzo** de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **61,42 m · kN**) en el eje central de la losa para soportar los momentos positivos; para los momentos negativos se dispondrán en ambas bandas laterales de la losa refuerzos en la armadura de tracción de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **61,42 m · kN**) y $\Phi 16$ cada **200 mm** (resistencia de **85,92 m · kN**). Croquis del armado en la *Figura 29*.

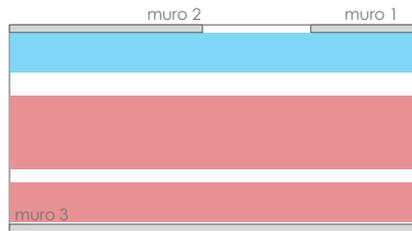


Fig. 29. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

-Losa del forjado 1:

Esta losa también tiene un canto de 200 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de 28,7 m · kN**. Este armado será suficiente para soportar los momentos positivos, mientras que para los momentos negativos se deberá disponer un **refuerzo** en la armadura de tracción de barras de $\Phi 12$ cada **200 mm**, alcanzando una resistencia de **61,42 m · kN**. *Figura 30*.

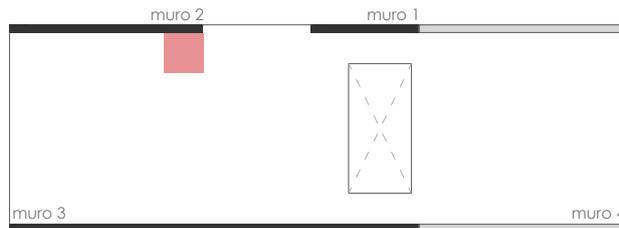


Fig. 30. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un Armado base de $\Phi 10$ cada **200 mm**. Se requiere un **refuerzo** de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **61,42 m · kN**) en el eje central de la losa para soportar los momentos positivos; para los momentos negativos se dispondrán en ambas bandas laterales de la losa refuerzos en la armadura de tracción de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **61,42 m · kN**), $\Phi 16$ cada **200 mm** (resistencia de **85,92 m · kN**) y $\Phi 20$ cada **200 mm** (resistencia de **114,91 m · kN**). *Figura 31*.

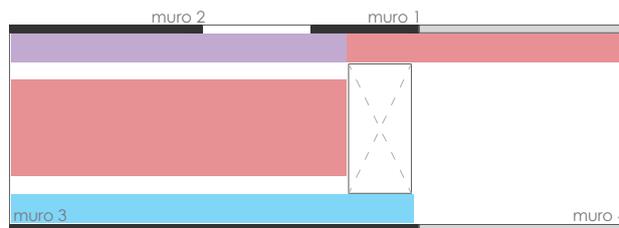


Fig. 31. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Ahora se procede a explicar el armado de los muros de planta baja y primera. Para los muros se van a tener en cuenta el armado que se obtenga mediante el estudio de los **momentos de dimensionado** y las **tensiones de membrana**.

-Muro 1 y muro 2:

Los muros del modelo 1 tienen un espesor de 250 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de 36,46 m · kN**, este armado base es suficiente. *Figura 32.*

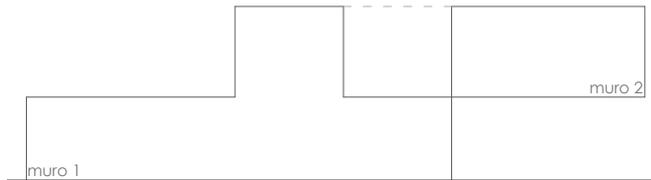


Fig. 32. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** (resistencia de **36,46 m · kN**). Se requieren **refuerzos de $\Phi 12$ cada 200 mm** (resistencia de **82,07 m · kN**) en el trasdós la banda superior del muro 1 en planta superior, para soportar los momentos positivos; para momentos positivos también se requiere reforzar el trasdós de la banda superior en planta baja con **refuerzos de $\Phi 12$ cada 200 mm** (resistencia de **82,07 m · kN**) y refuerzos de **$\Phi 16$ cada 200 mm** (resistencia de **116,05 m · kN**) en el trasdós de la banda superior del voladizo (muro 2); para los momentos negativos se dispondrán refuerzos de **$\Phi 12$ cada 200 mm** (resistencia de **82,07 m · kN**) en el trasdós de la banda inferior del voladizo de planta superior. *Figura 33.*

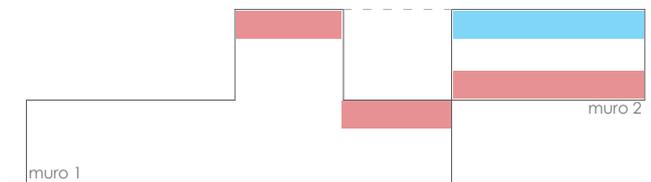


Fig. 33. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Respecto a las tensiones de membrana, las **tensiones Sx** en el muro 1 y muro 2 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,71 \text{ MPa}$. Se necesitarán refuerzos en ambas caras de la banda superior del muro 1 en planta baja. Estos refuerzos serán de **$\Phi 12$ cada 200 mm** ($\sigma_1 = 1,96 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_1 = 3,67 \text{ MPa}$. *Figura 34.*

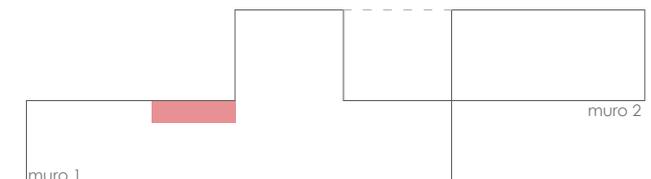


Fig. 34. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para las **tensiones Sy** en el muro 1 y 2 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,71 \text{ MPa}$. Se dispondrán armaduras de refuerzo en ambas caras de la parte izquierda del muro 2; y además, otros refuerzos de $\Phi 16$ cada **200 mm** ($\sigma_2 = 3,49 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_2 = 5,20 \text{ MPa}$. *Figura 35.*

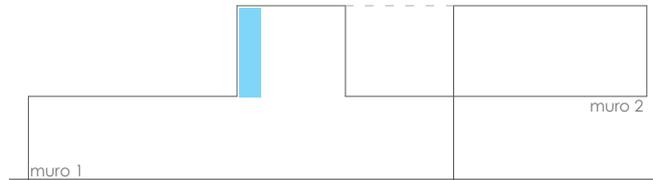


Fig. 35. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Analizando los resultados obtenidos, vemos como trabajan los muros y la necesidad de refuerzos en el trasdós para los **momentos de armado** y en ambas caras del muro para reforzarlos debido a las **tensiones de membrana**.

-Muro 3 y muro 4:

Los muros del modelo 1 tienen un espesor de 250 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de 36,46 m · kN**, este armado base es suficiente. *Figura 36.*

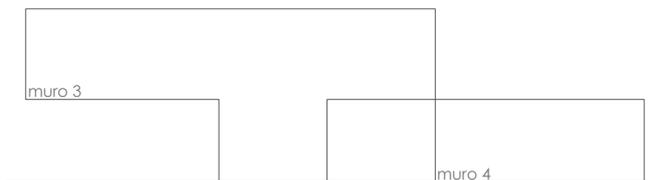


Fig. 36. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** (resistencia de **36,46 m · kN**). Se requieren **refuerzos de $\Phi 12$ cada 200 mm** (resistencia de **82,07 m · kN**) en el trasdós de la banda superior del muro 3 en planta superior, para soportar los momentos positivos; para los momentos negativos se dispondrán refuerzos de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **82,07 m · kN**) en el trasdós de la banda superior del voladizo de planta superior. *Figura 37.*

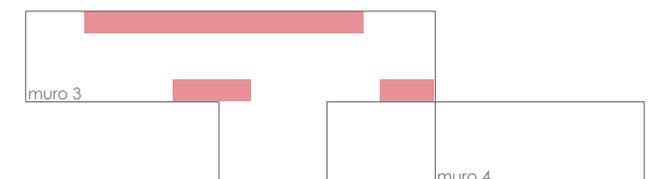


Fig. 37. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Respecto a las tensiones de membrana, las **tensiones Sx** en el muro 3 y muro 4 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,71 \text{ MPa}$. Se necesitarán refuerzos, en ambas caras del muro, en algunas zonas de la banda superior e inferior del muro 3 en planta superior. Estos refuerzos serán de $\Phi 12$ cada **200 mm** ($\sigma_1 = 1,96 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_1 = 3,67 \text{ MPa}$. *Figura 38.*

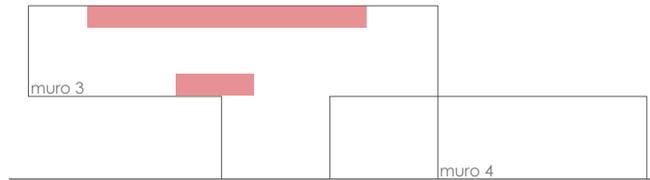


Fig. 38. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para las **tensiones Sy** en el muro 3 y 4 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,71 \text{ MPa}$. Se dispondrán armaduras de refuerzo en ambas caras del muro, de $\Phi 12$ cada **200 mm** ($\sigma_1 = 1,96 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_1 = 3,67 \text{ MPa}$, en la parte superior del muro 3. *Figura 39.*

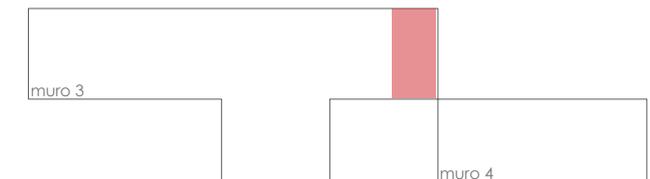
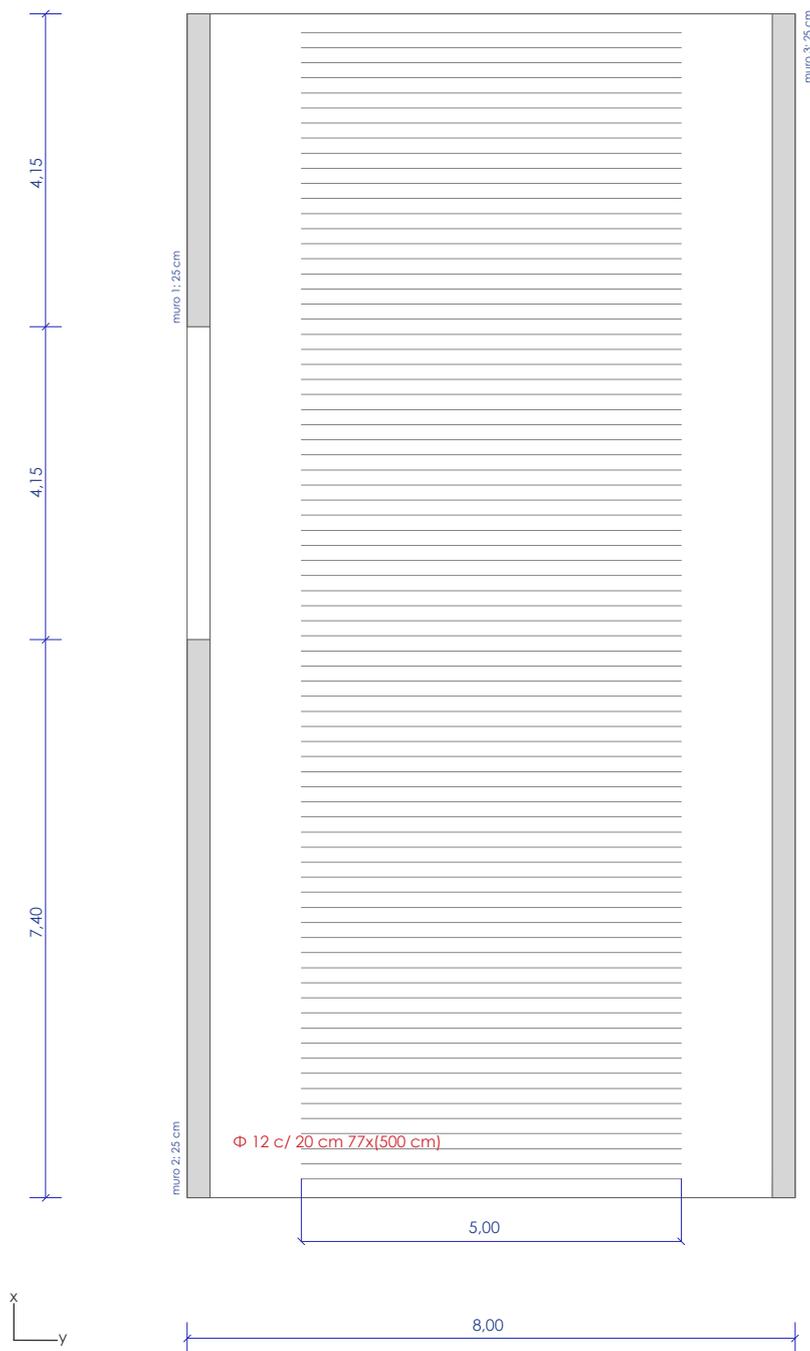


Fig. 39. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Analizando los resultados obtenidos, vemos como trabajan los muros y la necesidad de refuerzos en el trasdós para los **momentos de armado** y en ambas caras del muro para reforzarlos debido a las **tensiones de membrana**.

Una vez analizados los resultados de Architrave con el estudio de resistencia de momentos últimos en Peritación y el de tensiones; se procede al desarrollo de planos de armado acotados.

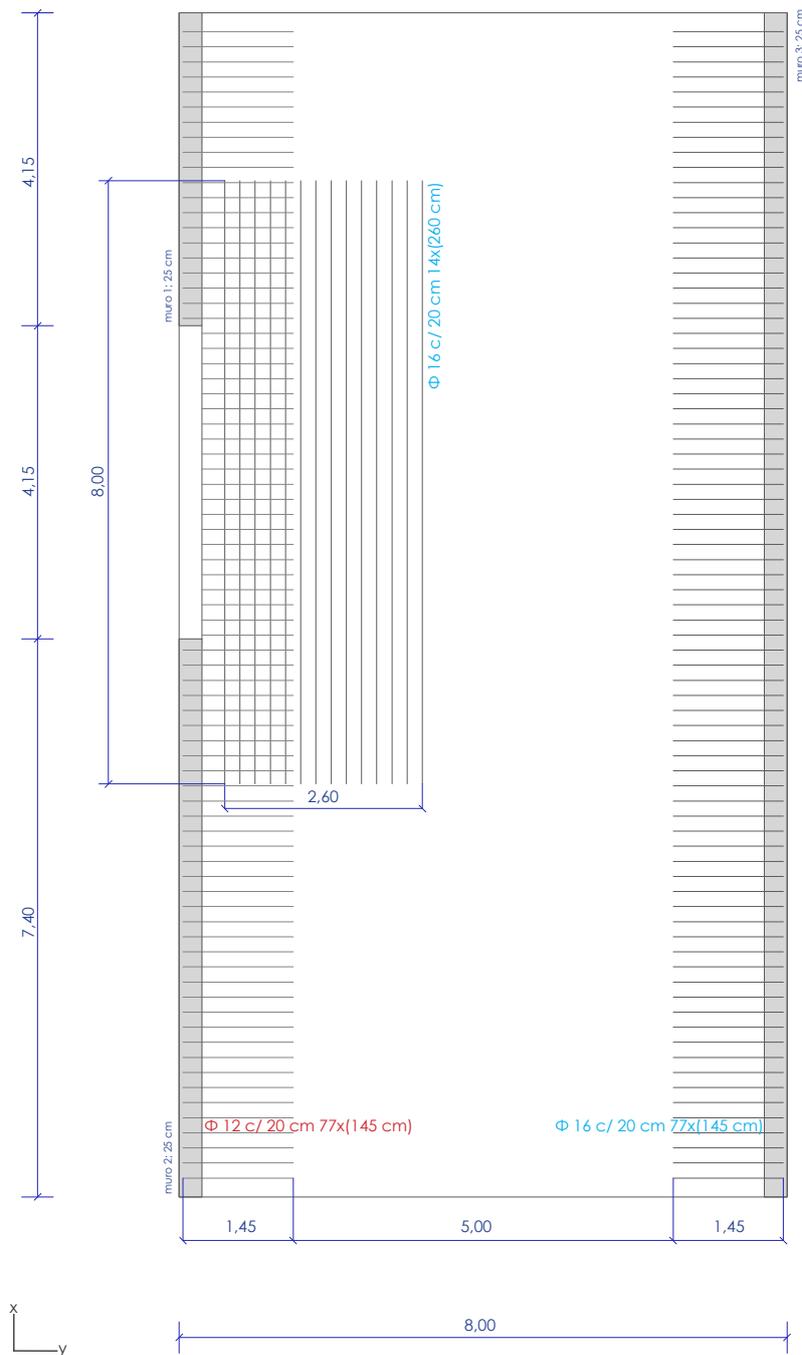


Plano 1. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos positivos. Modelo 1. E: 1/100

Forjado de losa maciza de 20 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm. Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) Φ 12 c/ 20 cm 77x(500 cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 será de 60 cm.



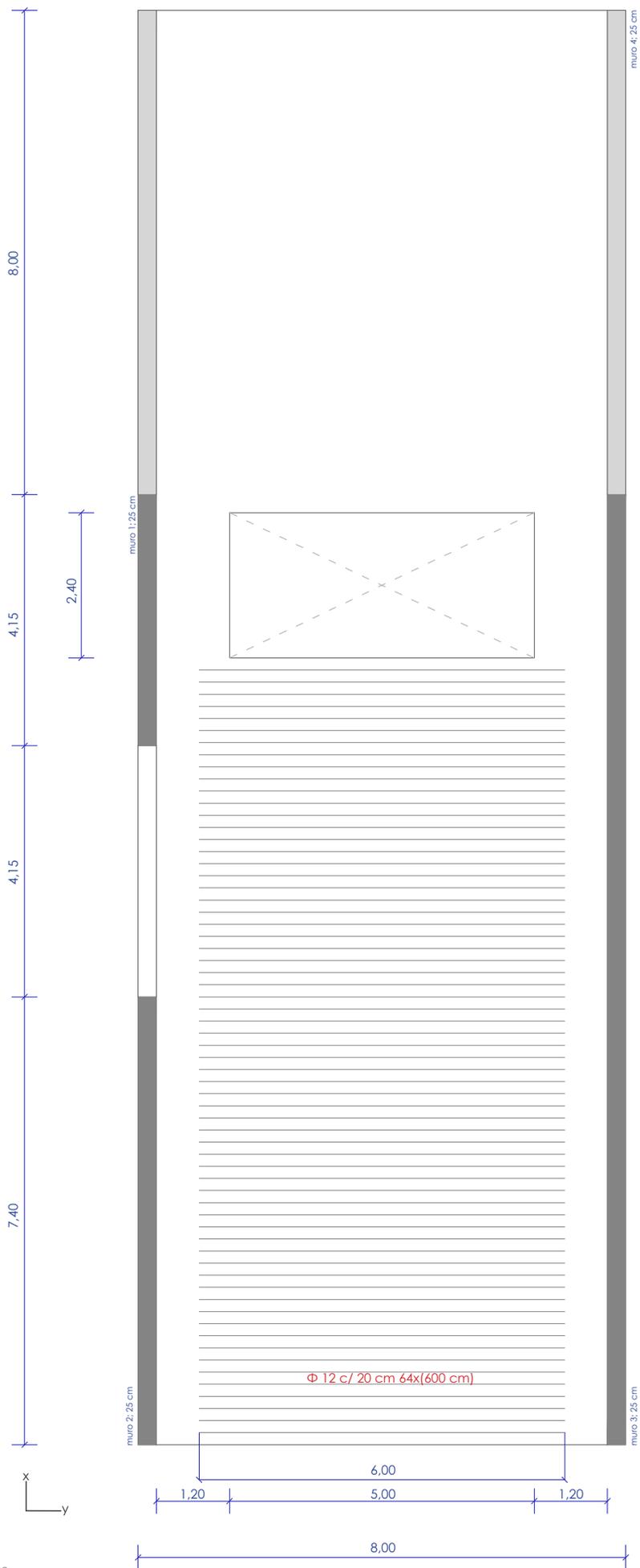
Plano 2. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos negativos. Modelo 1. E: 1/100

Forjado de losa maciza de 20 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.
 Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) Φ 12 c/ 20 cm 77x(145 cm).

Armadura de refuerzo (As1) Φ 16 c/ 20 cm 77x(145 cm) + 14x(260cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 será de 60 cm.



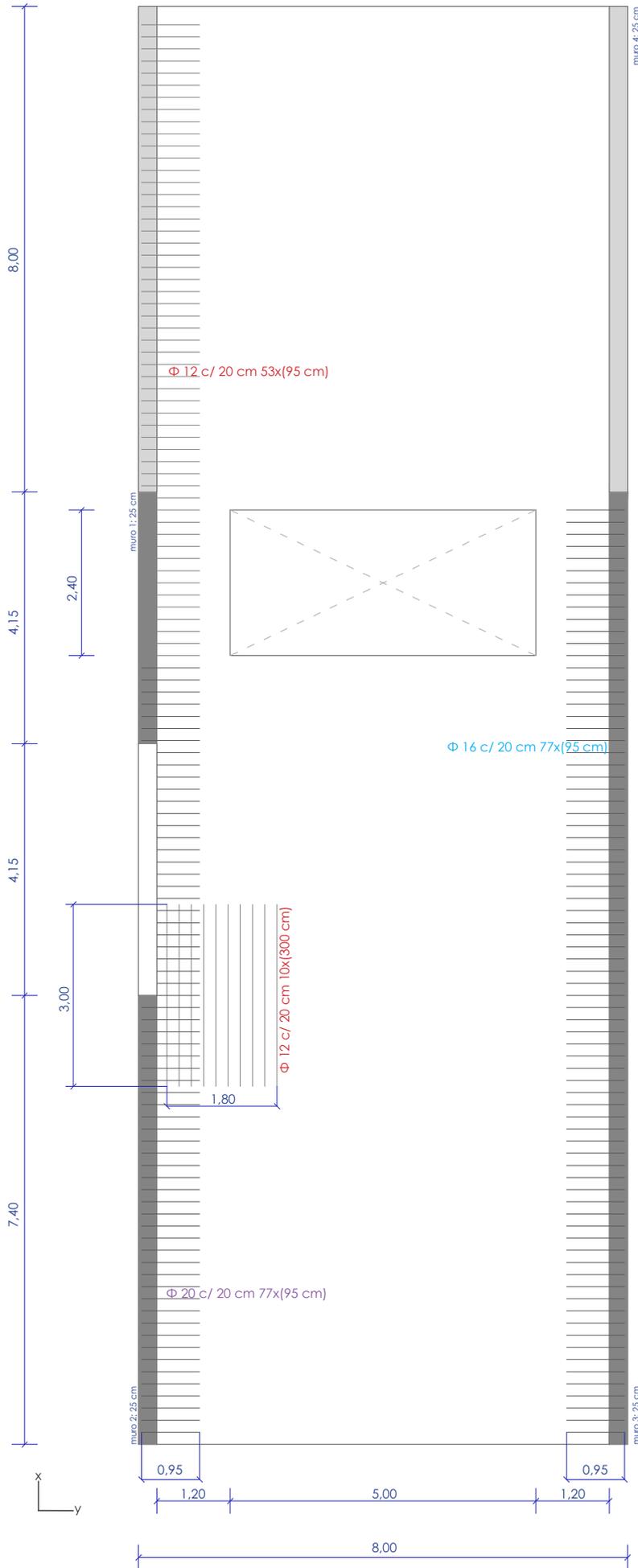
Plano 3. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos positivos.
Modelo 1. E: 1/100

Forjado de losa maciza de 20 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.

Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) Φ 12 c/ 20 cm 64x(600 cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 y Φ 20 será de 60 cm.



Plano 4. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos negativos .
Modelo 1. E: 1/100

Forjado de losa maciza de 20 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.

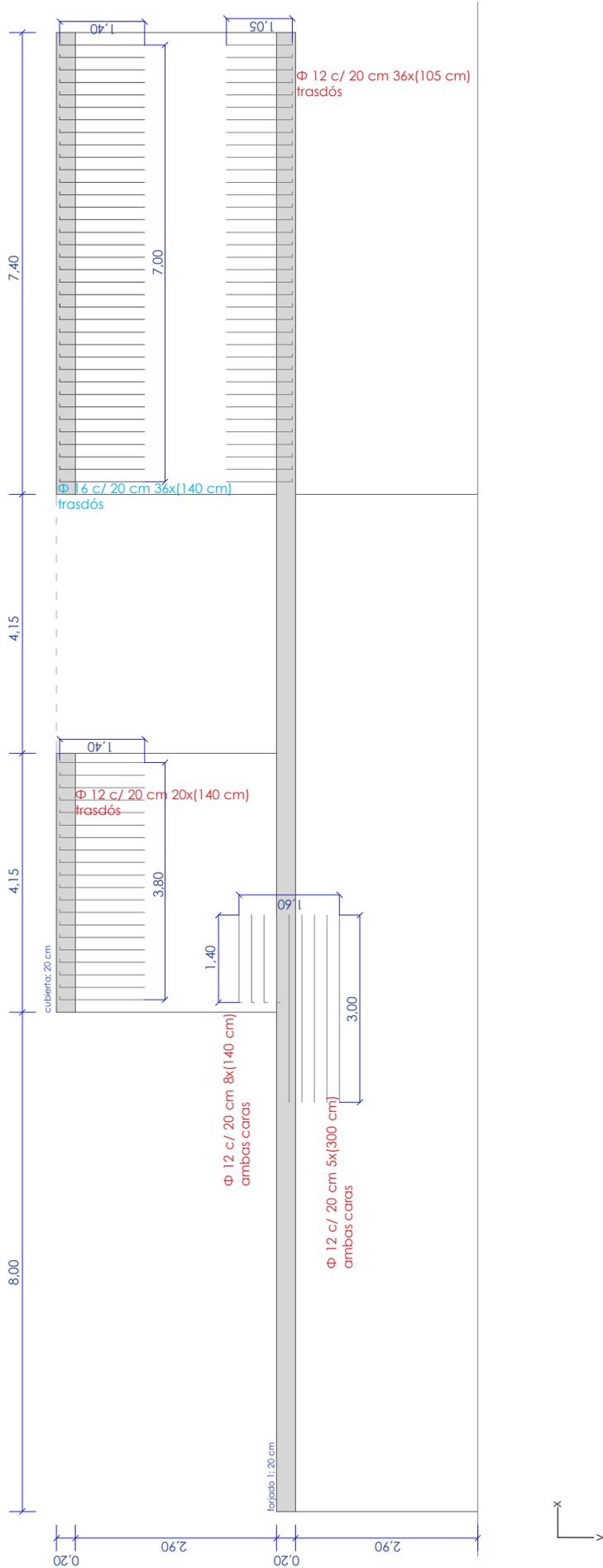
Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (AsI) Φ 12 c/ 20 cm 53x(95 cm) + 10x(300 cm).

Armadura de refuerzo (AsI) Φ 16 c/ 20 cm 77x(95 cm).

Armadura de refuerzo (AsI) Φ 20 c/ 20 cm 77x(95 cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 y Φ 20 será de 60 cm.



Plano 5. Plano de los muros de la cara norte. Muros 1 y 2. Con armado de refuerzo. Modelo 1. E: 1/100

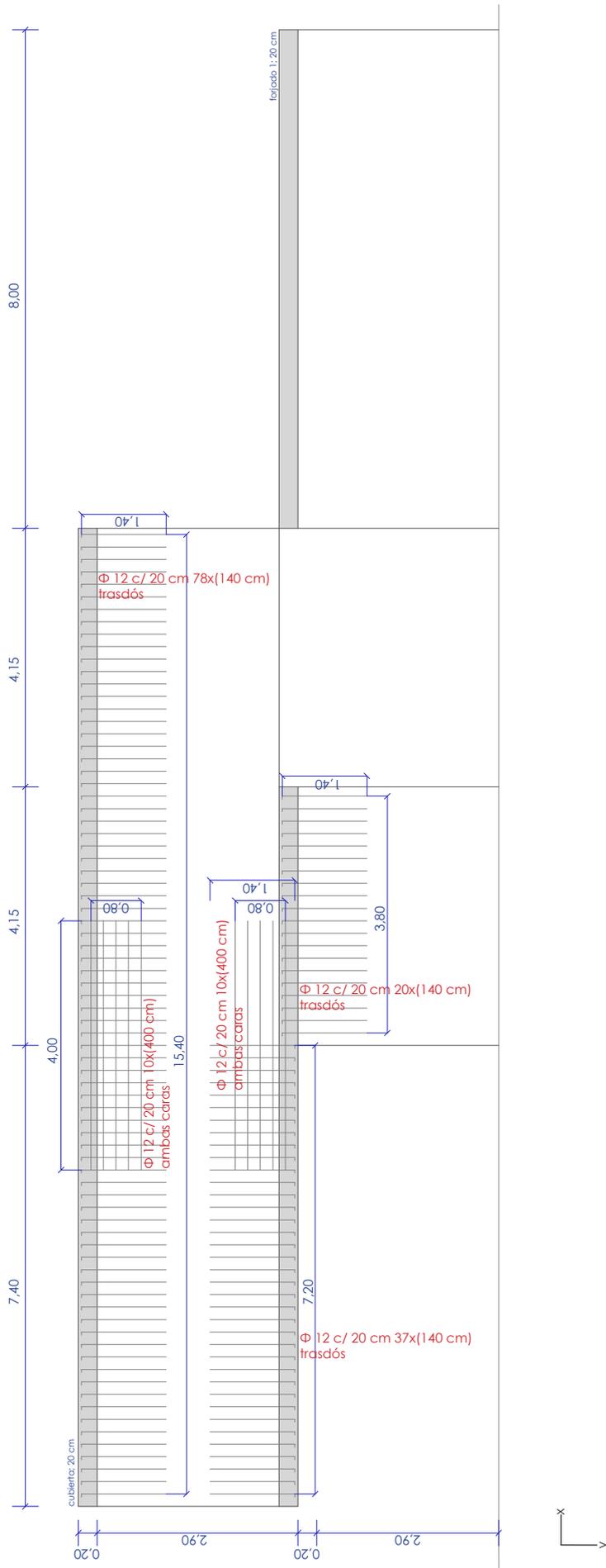
Muro de hormigón armado de 25 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.

Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) Φ 12 c/ 20 cm 8x(140 cm) + 10x(300 cm) + 20x(140 cm) + 36x(105 cm).

Armadura de refuerzo (As2) Φ 16 c/ 20 cm 36x(140 cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 y Φ 20 será de 60 cm.



Plano 6. Plano de los muros de la cara sur. Muros 3 y 4. Con armado de refuerzo. Modelo 1. E: 1/100

Muro de hormigón armado de 25 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.
 Armado base: $\Phi 10$ c/ 20 cm.
Armadura de refuerzo (As1) $\Phi 12$ c/ 20 cm 20x(400 cm) + 135x(140 cm)
 Los solapes en armaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$ serán de 50 cm, mientras que los de $\Phi 16$ serán de 60 cm.
 El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$; y de $\Phi 16$ y $\Phi 20$ será de 60 cm.

4.1.2_MODELO 2

MODELO 2, evoluciona respecto del modelo estructural anterior. Igual que en el modelo propuesto anteriormente, se plantea una estructurada configurada por muros y losas de hormigón armado; de tal forma que se simplifique la estructura en dos prismas, uno sobre otro. En este caso, los muros son de 30 cm de espesor y las losas de 30 cm.

Deformaciones; ELS: En primer lugar, analizamos la deformación de la estructura de la vivienda, tomando la combinación de hipótesis ELS 01. En la *Figura 28*, observamos como deforma la estructura, deformación que como anteriormente hemos observado y, previamente habíamos intuido, dada la importancia del voladizo en la planta superior. La deformación máxima se produce en la parte central del extremo del voladizo. Aunque ligeramente inferior respecto al MODELO 1.

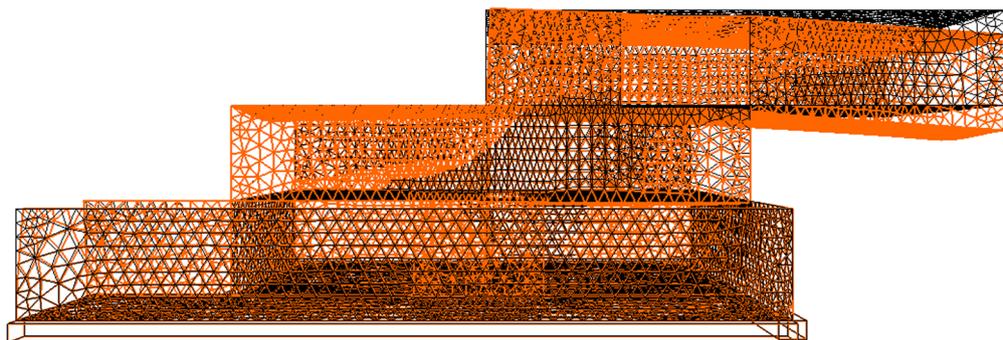


Fig. 40. Deformada e indeformada del MODELO 2.

Si analizamos los desplazamientos en la **losa de cubierta**, observamos que los valores de flecha en el extremo del voladizo son: **-0,78 cm**; **-0,89 cm**; **-0,43 cm**, unos valores de flecha que nos son demasiado significativos, *Figura 29*. Como se puede ver en la *Figura 28*, los desplazamientos en los elementos verticales (muros) son de muy poca importancia. Observamos un desplazamiento horizontal en los muros de contención del sótano.

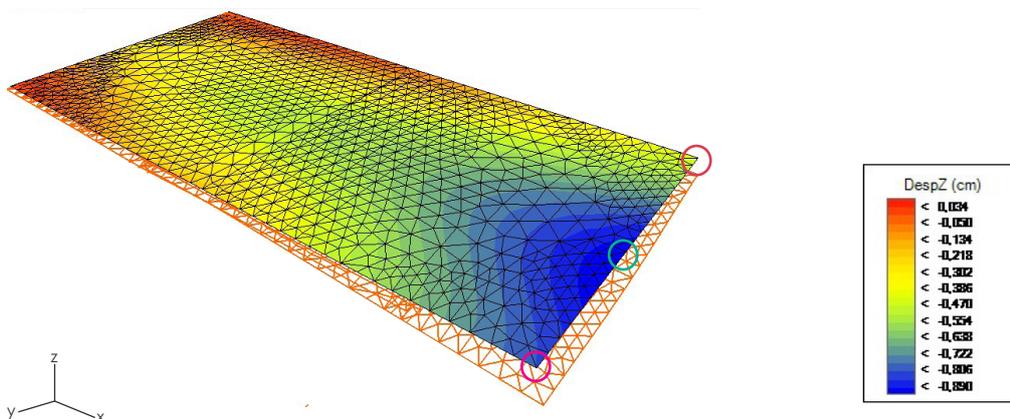


Fig. 41. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de cubierta.

Si analizamos los desplazamientos en la **losa del forjado 1**, observamos que los valores de flecha en el extremo del voladizo son: **-0,78 cm; -1,02 cm; -0,43 cm** valores de flecha similares a los del forjado de cubierta. *Figura 30*. Estos valores deberán compararse con los admisibles para el cumplimiento de las deformaciones. Los valores obtenidos son inferiores a los obtenidos en el MODELO 1.

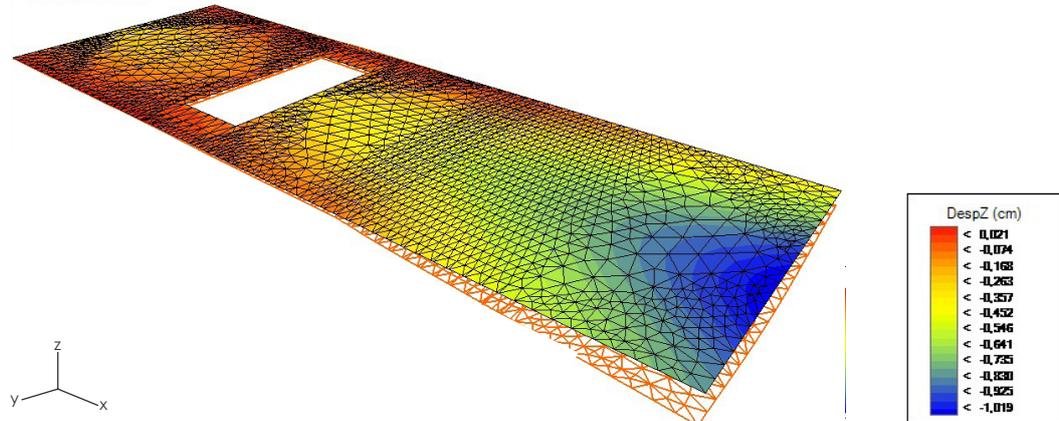


Fig. 42. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de forjado 1.

Con respecto al cumplimiento a flecha, según lo establecido en el CTE; una limitación de **flecha elástica** de **L/350** y una limitación de **flecha total** de **L/250**. Por tanto, teniendo en cuenta que la **flecha elástica = 1,02 - 0,43 cm = 0,59 cm**; la flecha total es dos veces el valor obtenido en la flecha elástica, el valor es: **1,18 cm**. Siendo L igual a 7,50 metros, cumple tanto a flecha elástica como a flecha total .

Tensiones, ELU: Procedemos a analizar tanto losas como muros. En este apartado tendremos en cuenta las combinaciones de carga anteriormente expuesta: ELU 01. El estudio se va a realizar teniendo en cuenta las **tensiones de membrar Sx** y **Sy** para analizar los muros y las **solicitaciones para dimensionado Mx** y **My** para losas.

Procedemos a estudiar los resultados que hemos obtenido de las losas respecto a las **solicitaciones para dimensionado Mx y My**.

Primeramente, observamos las **tensiones Mx** de la losa de cubierta, en la *Figura 31*. Observamos cierta homogeneidad, exceptuando los puntos en los que la losa de cubierta se encuentra con el vano de primera planta. Obteniendo unas tensiones de entre **-73,975 KN · m** y **-86,082 KN · m** en los extremos y tensiones positivas en el centro de vano de hasta **34,989 KN · m**.

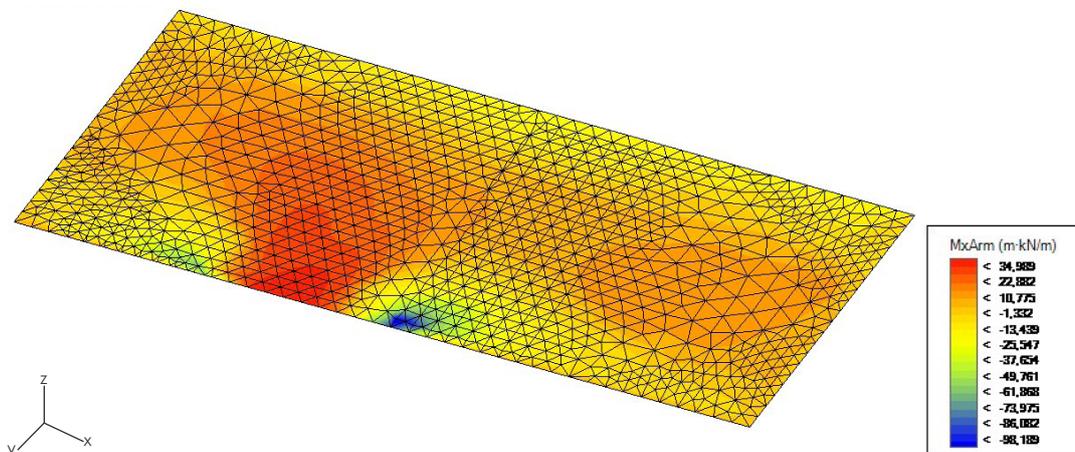


Fig. 43. Momentos para dimensionado Mx. Losa de cubierta.

Respecto a las **tensiones My**, en la *Figura 32*, el esquema de isovalores es más irregular, variando entre valores más significativos. Los valores en la banda central de la losa se encuentran entre **29,891 KN · m** y **46,162 KN · m**. Mientras que en los extremos longitudinales de la losa, losa valores tensionales varían entre **-35,192 KN · m** y **-51,463 KN · m**. En los puntos de encuentro de la losa con el vano de la primera planta, losa valores son del orden de hasta **-100,276 KN · m**.

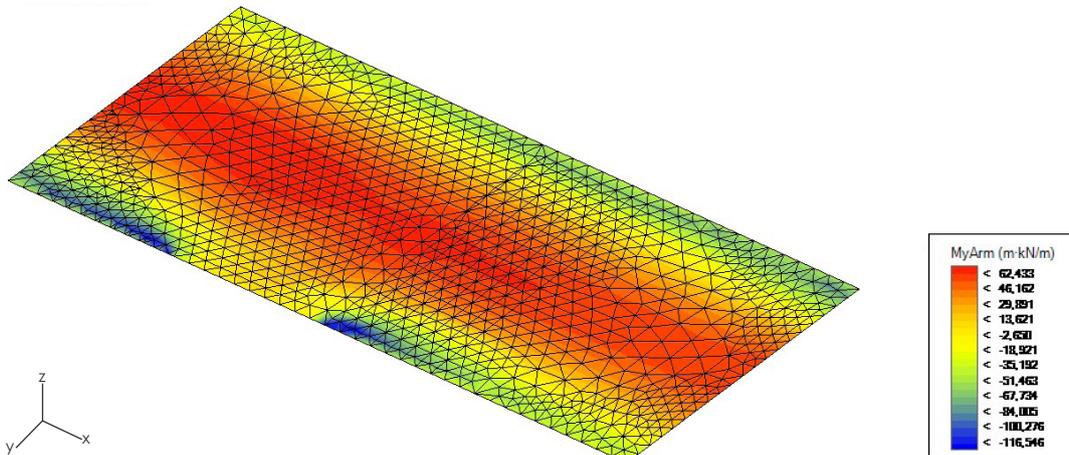


Fig. 44. Momentos para dimensionado My. Losa de cubierta.

Respecto a las **tensiones Mx** de la losa del forjado 1, *Figura 33*. Observamos cierta homogeneidad, exceptuando los puntos en los que la losa se encuentra con el vano de primera planta. Obteniendo unas tensiones de entre **-151,625 KN · m** y **-177,467 KN · m** en los extremos y tensiones positivas en el centro de vano de hasta **3,426 KN · m**.

Respecto a las **tensiones My**, en la *Figura 34*, el esquema de isovalores es más irregular, variando entre valores más significativos. Los valores en la banda central de la losa se encuentran entre **37,131 KN · m** y **57,508 KN · m**. Mientras que en los extremos longitudinales de la losa, losa valores tensionales varían entre **-44,381 KN · m** y **-85,137 KN · m**. En los puntos de encuentro de la losa con el vano de la primera planta, los valores son del orden de hasta **-146,270 KN · m**.

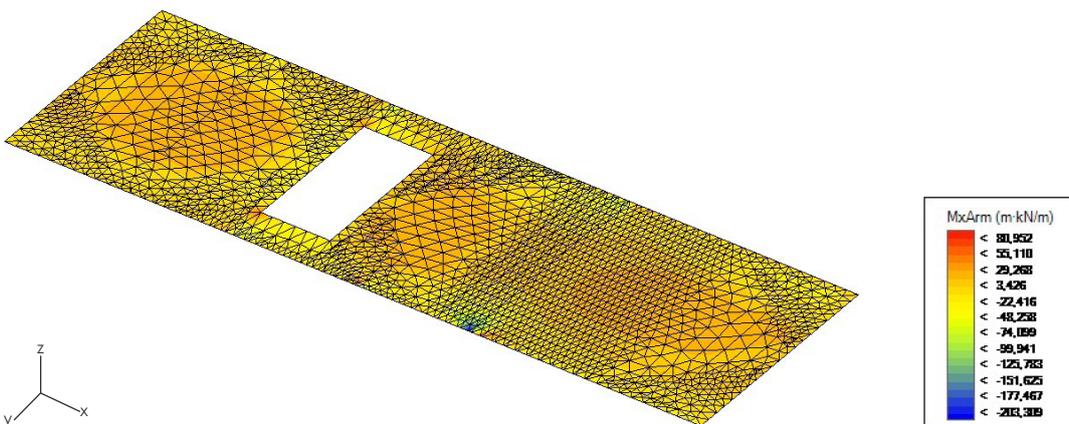


Fig. 45. Momentos para dimensionado Mx. Losa del forjado 1.

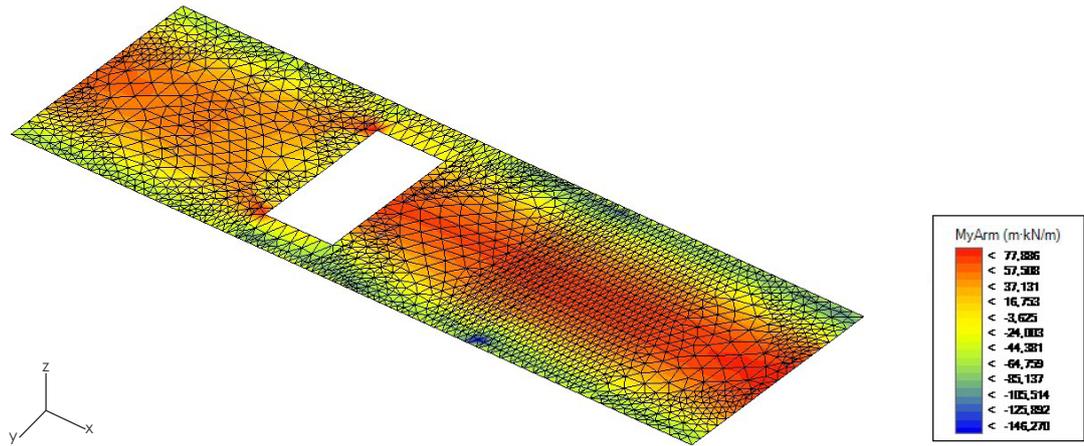


Fig. 46. Momentos para dimensionado My. Losa del forjado 1.

Se procede a estudiar los resultados que hemos obtenido en los muros respecto a las **tensiones de membrana Sx y Sy**. El comportamiento de los muros frente a tensiones positivas se tendrá que tener en cuenta a la hora de calcular los refuerzos; mientras que en las negativas, sólo se tendrán en cuenta cuando superen los $-16,66$ Mpa, que es la tensión máxima que soporta el hormigón.

Primeramente, vemos las **tensiones horizontales Sx**, reflejados en la *Figura 35*, que crean un esquema de isovalores bastante homogéneo en el conjunto de los muros. Varían sus valores alrededor de los $-0,174$ N/mm², incrementándose en zonas de encuentro entre muros y losas y otros puntos comprometidos donde las tensiones aumentan en esas zonas hasta un máximo de $3,473$ N/mm².

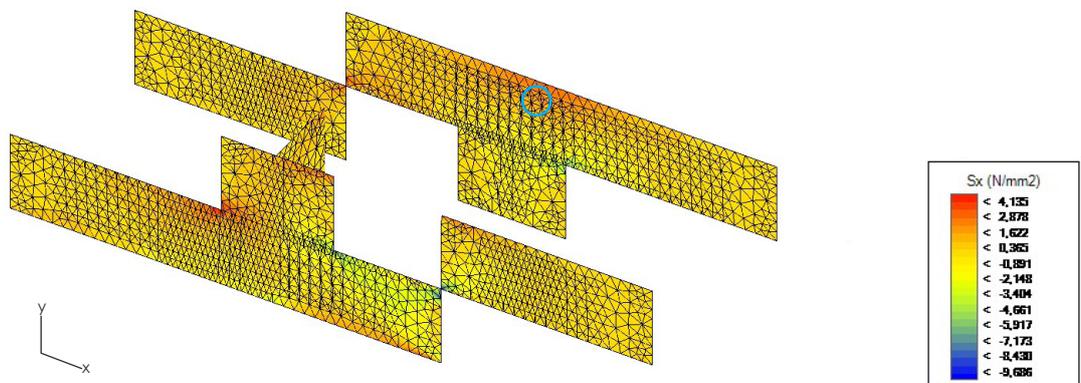


Fig. 47. Tensiones Sx de los muros.

Por otra parte, en lo que se refiere a las **tensiones verticales Sy**, continuamos viendo un esquema de isovalores homogéneo pero con algunos picos de color destacables que deberíamos tener en cuenta. En gran medida, los valores de las tensiones se encuentran alrededor de $-0,375$ N/mm². Encontramos varios puntos críticos en los vértices de encuentro entre muros y losas, con valores que distan mucho de los valores de tensiones en el resto de la estructura. Algunos de estos valores son: $8,713$ N/mm²; $8,755$ N/mm²; $-15,995$ N/mm²; $-24,241$ N/mm². Los anteriores valores están señalados en la *Figura 36*.

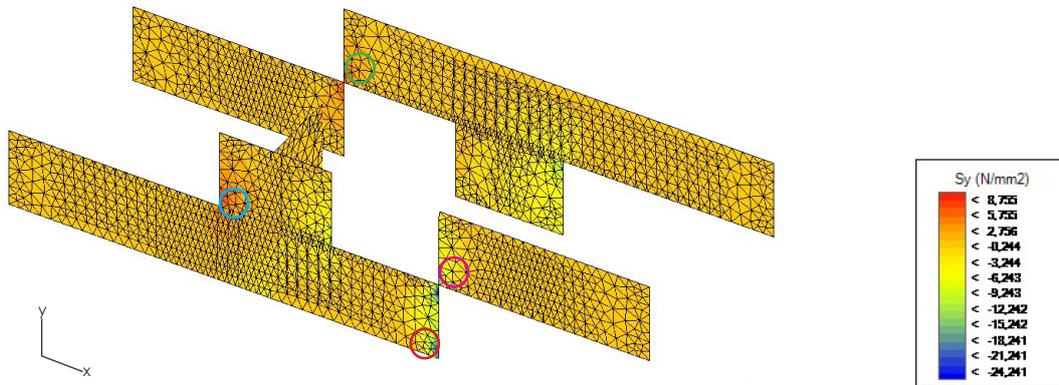


Fig. 48. Tensiones Sy de los muros.

Vistas las tensiones de membrana en los muros, toca analizar las **solicitaciones de armado en Mx y My** de los mismos. Para el trabajo, como se ha explicado previamente, se han aislado los muros de planta baja y primera, al ser los más interesantes en cuanto al trabajo.

Por lo que respecta a las **tensiones para el dimensionado Mx** en los muros, vemos un esquema de isovalores homogéneo pero con algunos picos de color. En gran medida, los valores de las tensiones se encuentran alrededor de **-10,794 KN · m**. Encontramos varios puntos críticos en los vértices de encuentro entre muros y losas, con valores que distan mucho de los valores de tensiones en el resto de la estructura. Algunos de estos valores son: **-69,266 KN · m**; **-8,755 KN · m**; **-176,154 KN · m**; **126,942 KN · m**; **-16,225 KN · m**; **-14,022 KN · m**; **20,773 KN · m**; **-17,979 KN · m**; **17,044 KN · m**; **11,392 KN · m**; Los anteriores valores están señalados en la Figura 37.

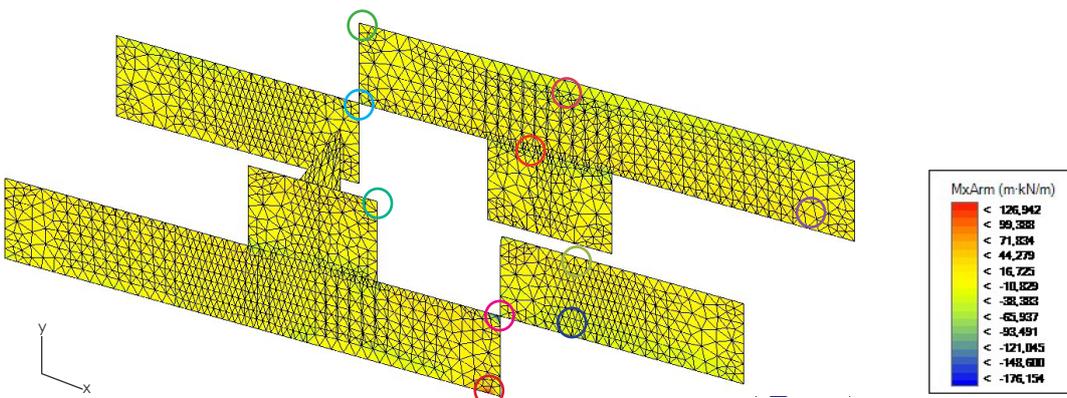


Fig. 49. Momentos para dimensionado Mx. Muros planta baja y primera.

Ahora, prestamos atención a las **tensiones para dimensionado My** en los muros. El esquema de isovalores, ahora, es más irregular, con variaciones de color, pero con valores entre **23,516 KN · m** y **-7,095 KN · m**. Los puntos críticos más significativos que encontramos son los siguientes: **-46,657 KN · m**; **-34,390 KN · m**; **-125,342 KN · m**; **145,960 KN · m**; **90,109 KN · m**; **-58,000 KN · m**; **-100,987 KN · m**; **-78,234 KN · m**; **100,802 KN · m**; **-190,760 KN · m**; Los anteriores valores están señalados en la *Figura 38*.

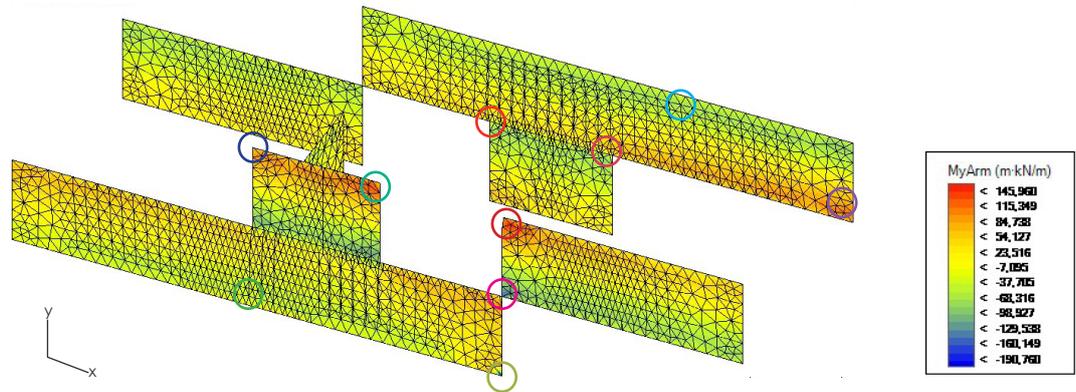


Fig. 50. Momentos para dimensionado My. Muros planta baja y primera.

Armado de losas de forjado y muros.

Una vez vistas las tensiones y deformaciones a las que se ven sometidos los elementos del modelo, se va a proponer el armado necesario para cada uno de estos elementos con barras de acero B-500 SD. Esta propuesta de armado se realiza después de haber hecho un estudio sobre el comportamiento de los elementos de hormigón armado y su armado de acero, visto en las tablas: **Tabla 10, Tabla 12, Tabla 14**; de este apartado del trabajo; y de analizar los resultados obtenidos con el programa **Architrave**. Del programa se han analizado los **momentos para dimensionado Mx y My** para losas, mientras que para muros se han estudiado los **momentos para dimensionado Mx y My** y las **tensiones de membrana Sx y Sy**.

Primeramente se explicará el armado de las losas de forjado, losa del forjado de cubierta y la losa del forjado 1.

-Losa de cubierta:

Cómo se ha explicado previamente, la losa de cubierta tiene un espesor de 300 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de **Φ 10** cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de 44,37 m · kN**. Este armado será suficiente para soportar los momentos positivos, mientras que para los momentos negativos se deberá disponer un **refuerzo** en la armadura de tracción de barras de **Φ 12** cada **200 mm**, alcanzando una resistencia de **102,27 m · kN**. Croquis del armado en la *Figura 51*.

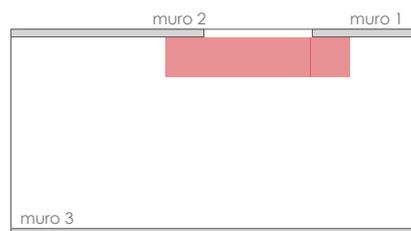


Fig. 51. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un Armado base de $\Phi 10$ cada **200 mm**. Se requiere un **refuerzo** de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **102,27 m · kN**) en el eje central de la losa para soportar los momentos positivos; para los momentos negativos se dispondrán en ambas bandas laterales de la losa refuerzos en la armadura de tracción de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **102,27 m · kN**). Croquis del armado en la *Figura 52*.

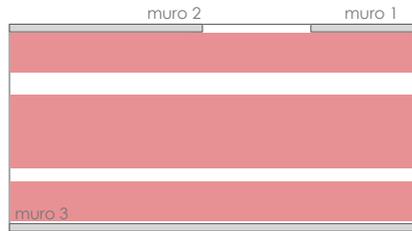


Fig. 52. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

-Losa del forjado 1:

Esta losa también tiene un canto de 200 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de 44,37 m · kN**. Este armado será suficiente para soportar los momentos positivos, mientras que para los momentos negativos se deberá disponer un **refuerzo** en la armadura de tracción de barras de $\Phi 16$ cada **200 mm**, alcanzando una resistencia de **146,28 m · kN**. Croquis del armado en la *Figura 53*.

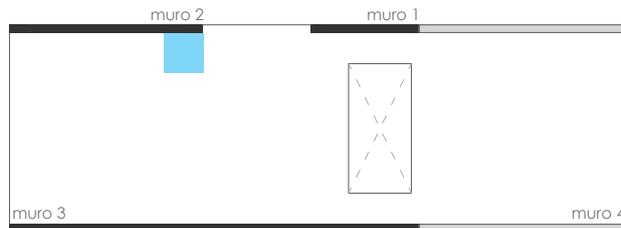


Fig. 53. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un Armado base de $\Phi 10$ cada **200 mm**. Se requiere un **refuerzo** de $\Phi 16$ cada **200 mm** (resistencia de **146,28 m · kN**) en el eje central de la losa para soportar los momentos positivos; para los momentos negativos se dispondrán en ambas bandas laterales de la losa, refuerzos en la armadura de tracción de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **102,27 m · kN**). Croquis del armado en la *Figura 54*.

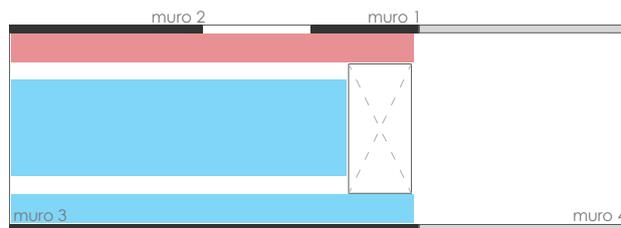


Fig. 54. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Ahora se procede a explicar el armado de los muros de planta baja y primera. Para los muros se van a tener en cuenta el armado que se obtenga mediante el estudio de los **momentos de dimensionado** y las **tensiones de membrana**.

-Muro 1 y muro 2:

Los muros del modelo 2 tienen un espesor de 300 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de 44,37 m · kN**, este armado base es suficiente. *Figura 55.*

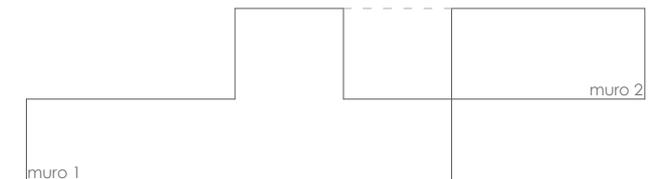


Fig. 55. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** (resistencia de **44,37 m · kN**). Se requieren **refuerzos** de $\Phi 16$ cada **200 mm** (resistencia de **146,28 m · kN**) en el trasdós de la banda superior del muro 1 en planta superior, para soportar los momentos positivos; para momentos positivos también se requiere reforzar el trasdós de la banda superior en planta baja con **refuerzos** de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **102,27 m · kN**) y refuerzos de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **102,27 m · kN**) en el trasdós de la banda superior del voladizo (muro 2); para los momentos negativos se dispondrán refuerzos de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de **102,27 m · kN**) en el trasdós la banda inferior del voladizo de planta superior. *Figura 56.*

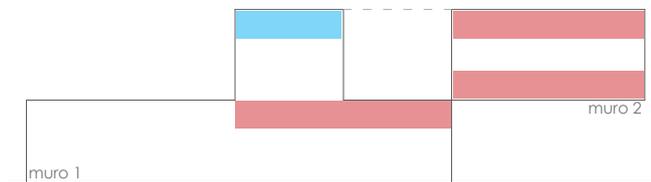


Fig. 56. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Respecto a las tensiones de membrana, las **tensiones Sx** en el muro 1 y muro 2 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,14 \text{ MPa}$. Se necesitarán refuerzos en ambas caras de algunas zonas de la banda superior del muro 1 en planta baja y en la parte superior del muro 1 en planta superior. Estos refuerzos serán de $\Phi 12$ cada **200 mm** ($\sigma_1 = 1,96 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_1 = 2,78 \text{ MPa}$. *Figura 57.*

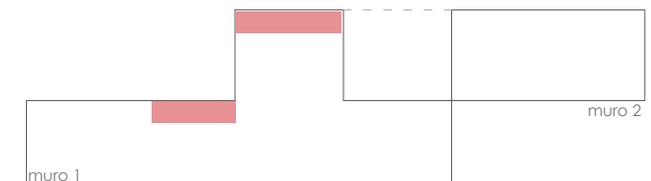


Fig. 57. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para las **tensiones S_y** en el muro 1 y 2 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,14 \text{ MPa}$. Se dispondrán armaduras de refuerzo en ambas caras del muro, de $\Phi 16$ cada **200 mm** ($\sigma_2 = 3,49 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_2 = 5,20 \text{ MPa}$, en la parte superior del muro 1. *Figura 58.*

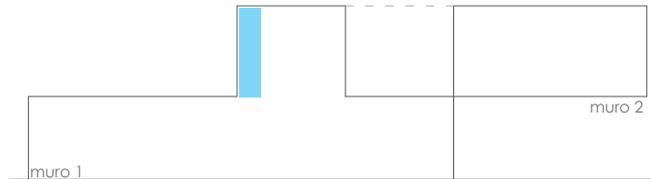


Fig. 58. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Analizando los resultados obtenidos, vemos como trabajan los muros y la necesidad de refuerzos en el trasdós para los **momentos de armado** y en ambas caras del muro para reforzarlos debido a las **tensiones de membrana**.

-Muro 3 y muro 4:

Los muros del modelo 2 tienen un espesor de 300 mm. Para los **momentos en el eje X**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm**, con una resistencia a **momentos últimos de $44,37 \text{ m} \cdot \text{kN}$** , este armado base es suficiente. *Figura 59.*

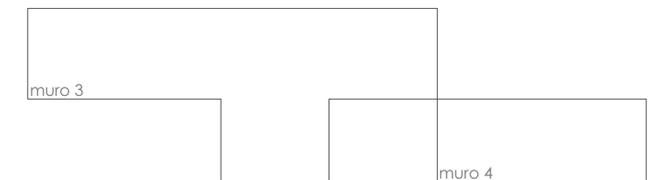


Fig. 59. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para los **momentos en el eje Y**, se dispondrá un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** (resistencia de $44,37 \text{ m} \cdot \text{kN}$). Se requieren **refuerzos de $\Phi 12$ cada 200 mm** (resistencia de $102,27 \text{ m} \cdot \text{kN}$) en el trasdós de la banda superior del muro 3 en planta superior, para soportar los momentos positivos; para los momentos negativos se dispondrán refuerzos en el trasdós, de $\Phi 12$ cada **200 mm** (resistencia de $102,27 \text{ m} \cdot \text{kN}$) en la banda superior del voladizo de planta superior. *Figura 60.*

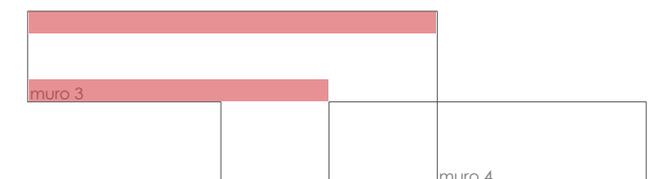


Fig. 60. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Respecto a las tensiones de membrana, las **tensiones S_x** en el muro 3 y muro 4 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,14 \text{ MPa}$. Se necesitarán refuerzos en ambas caras, en algunas zonas de la banda superior e inferior del muro 3 en planta superior. Estos refuerzos serán de $\Phi 12$ cada **200 mm** ($\sigma_1 = 1,64 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_1 = 2,78 \text{ MPa}$. *Figura 61.*

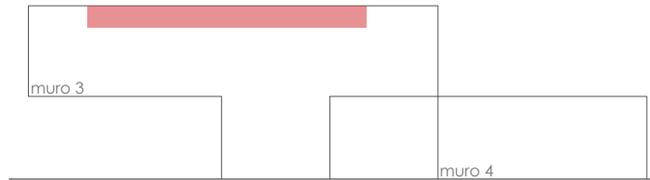


Fig. 61. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X.

Para las **tensiones S_y** en el muro 3 y 4 se dispone de un **Armado base** de $\Phi 10$ cada **200 mm** que soporta una tensión máxima $\sigma_b = 1,14 \text{ MPa}$. Se dispondrán armaduras de refuerzo en ambas caras del muro, de $\Phi 12$ cada **200 mm** ($\sigma_1 = 1,64 \text{ MPa}$) con una tensión final de: $\sigma_b + \sigma_1 = 2,78 \text{ MPa}$, en la parte superior del muro 3 y del muro 4. *Figura 62.*

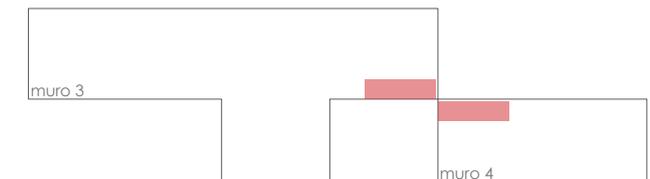
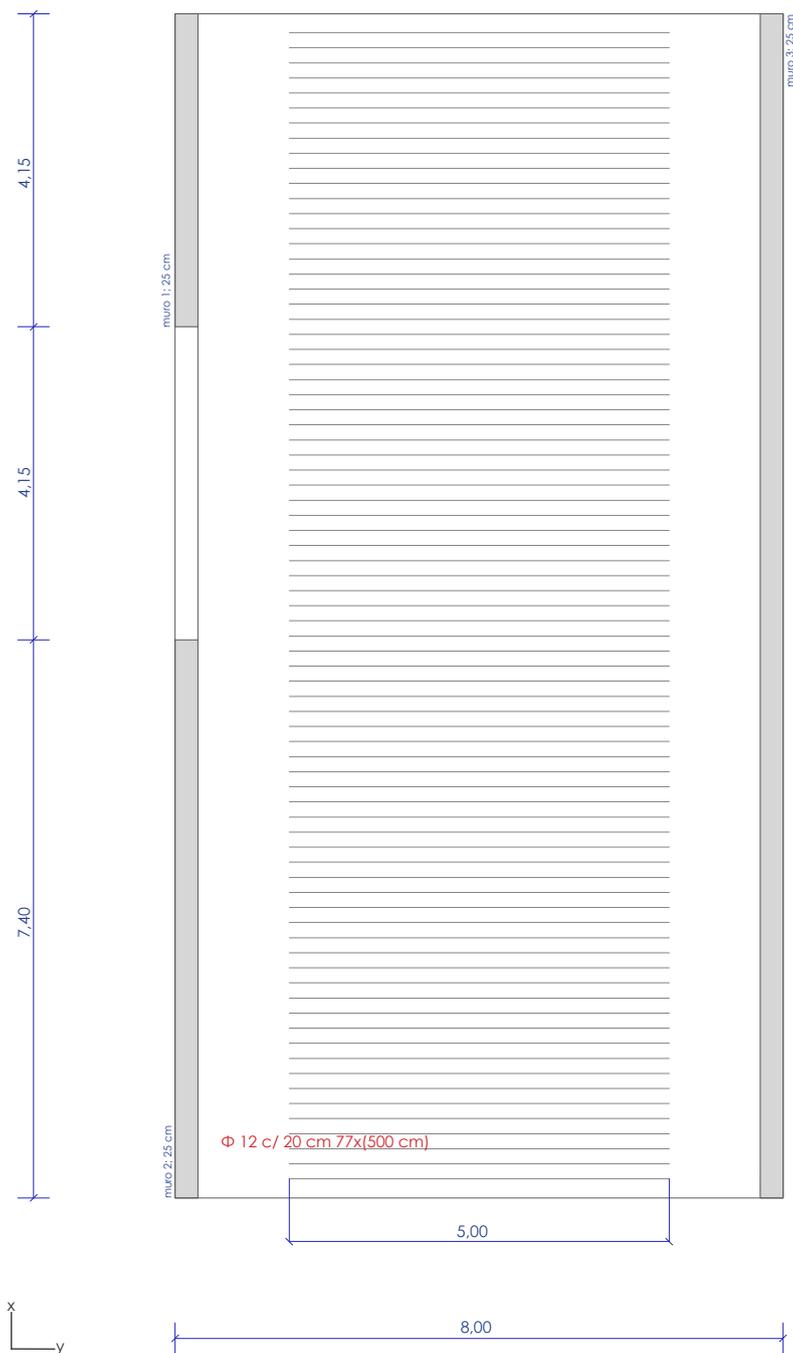


Fig. 62. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y.

Analizando los resultados obtenidos, vemos como trabajan los muros y la necesidad de refuerzos en el trasdós para los **momentos de armado** y en ambas caras del muro para reforzarlos debido a las **tensiones de membrana**.

Una vez analizados los resultados de Architrave con el estudio de resistencia de momentos últimos en Peritación y el de tensiones; se procede al desarrollo de planos de armado acotados.

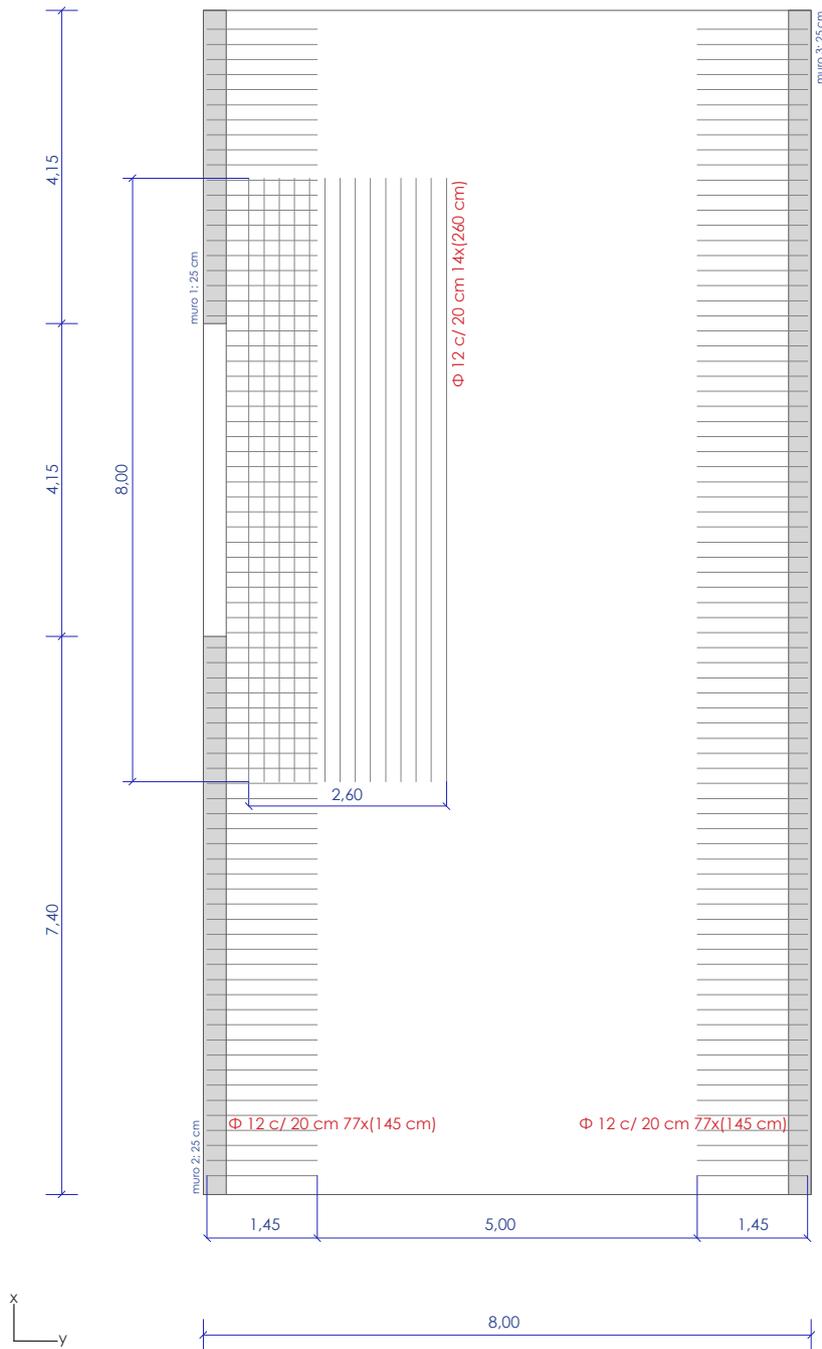


Plano 7. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos positivos. Modelo 2. E: 1/100.

Forjado de losa maciza de 30 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm. Armado base: $\Phi 10$ c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) $\Phi 12$ c/ 20 cm 77x(500 cm).

Los solapes en armaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$ serán de 50 cm, mientras que los de $\Phi 16$ serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$; y de $\Phi 16$ será de 60 cm.

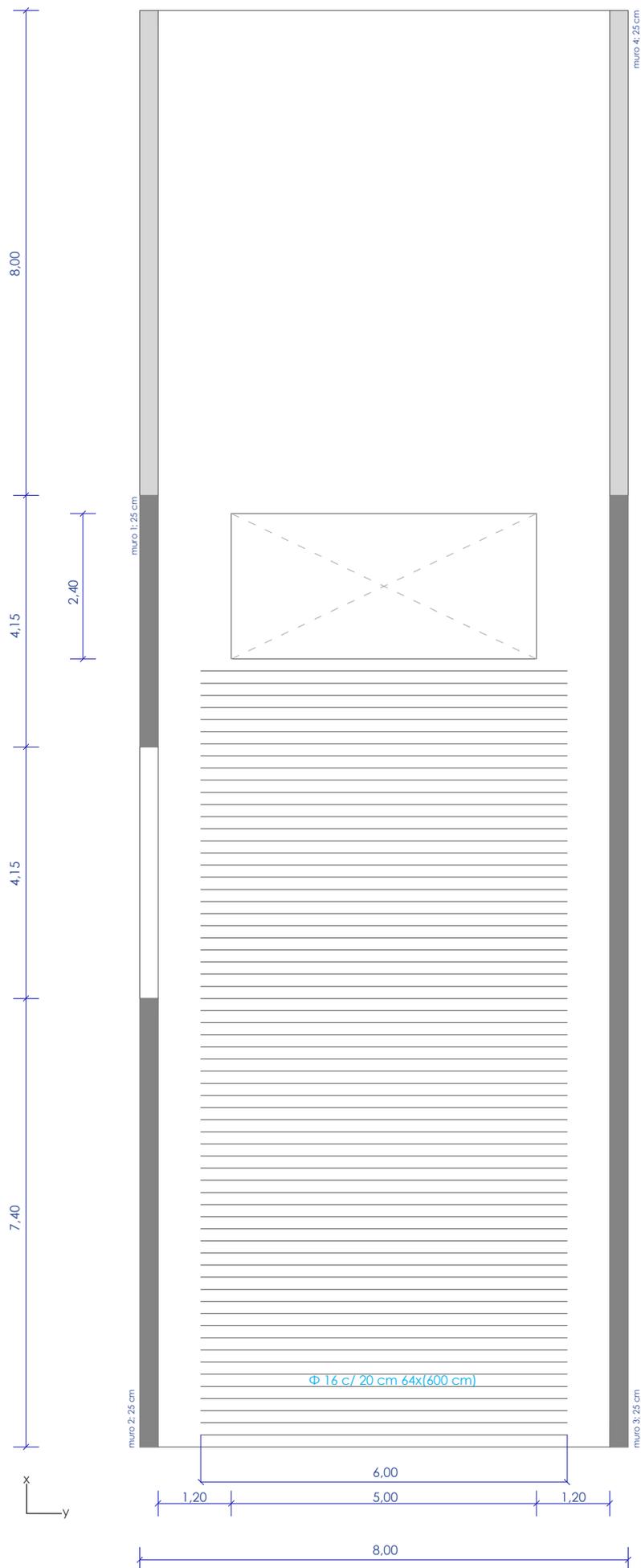


Plano 8. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos negativos. Modelo 2. E: 1/100.

Forjado de losa maciza de 30 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.
 Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) Φ 12 c/ 20 cm 77x(145 cm) + 14x(260cm) + 77x(145 cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 será de 60 cm.



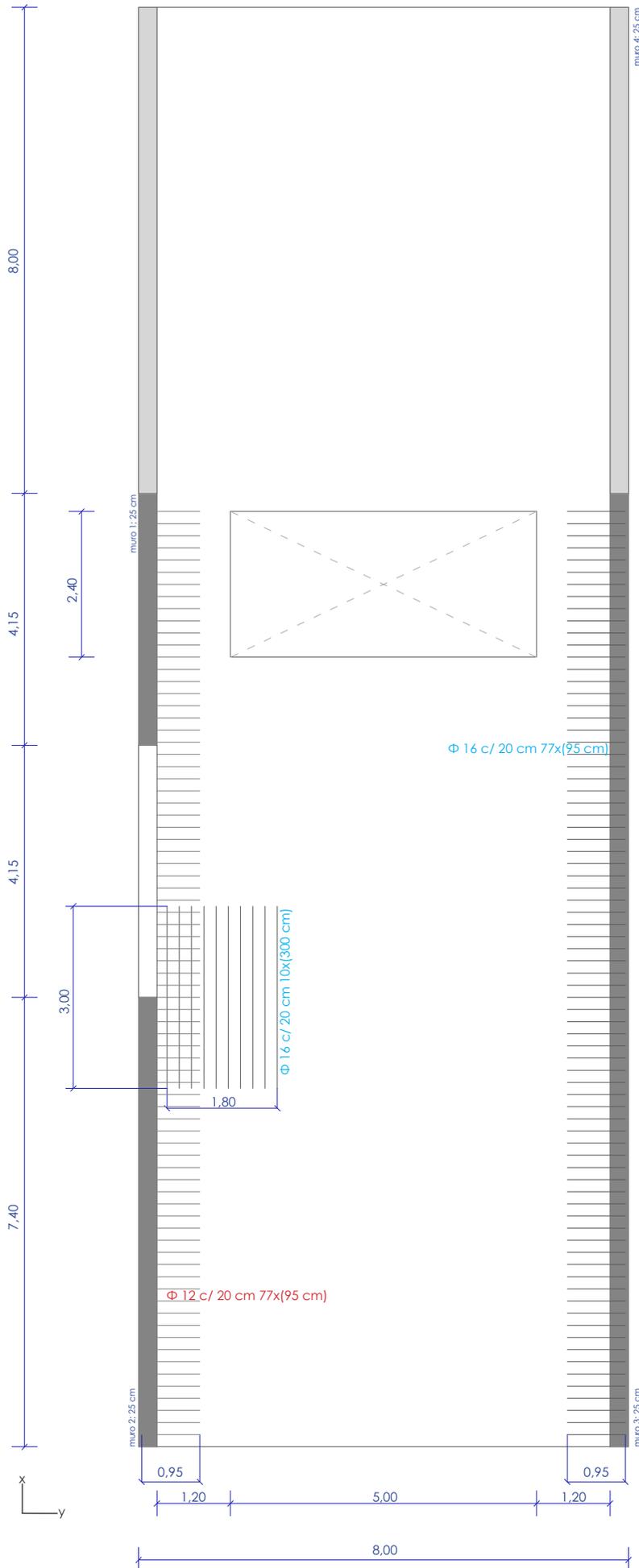
Plano 9. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos positivos.
Modelo 2. E: 1/100.

Forjado de losa maciza de 30cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.

Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) Φ 16 c/ 20 cm 64x(600 cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 y Φ 20 será de 60 cm.



Plano 10. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos negativos .
Modelo 2. E: 1/100

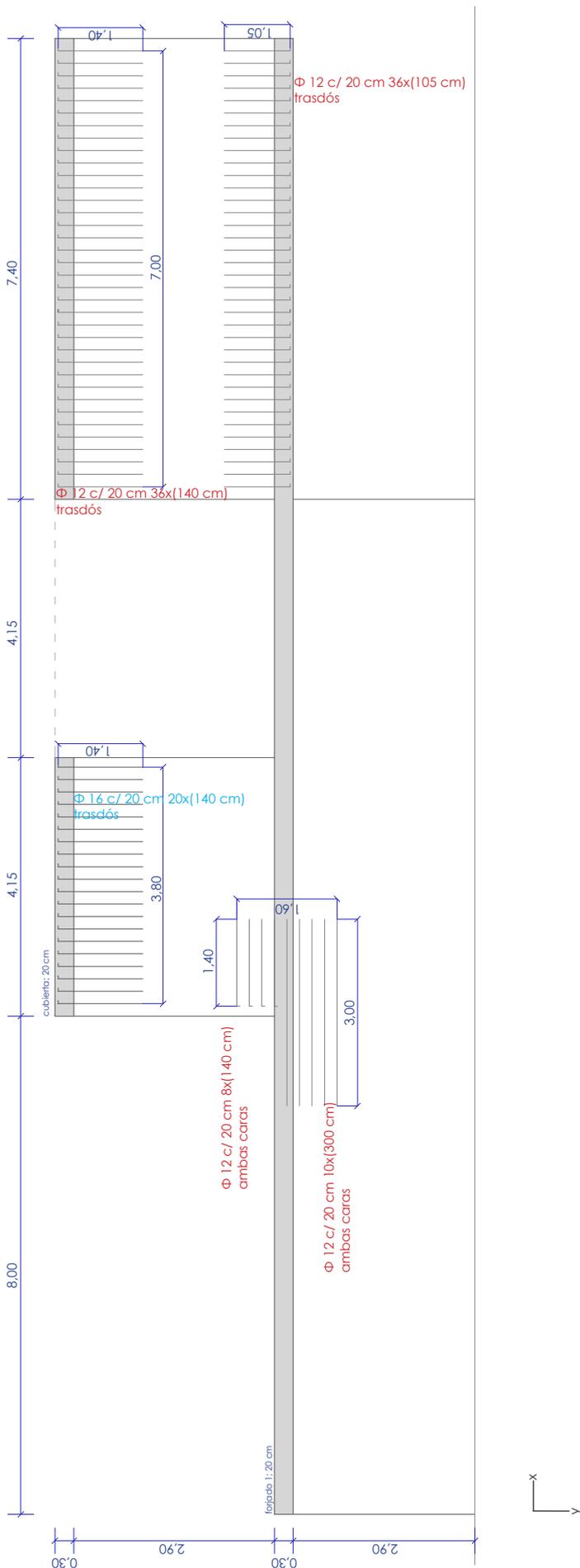
Forjado de losa maciza de 30 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.

Armado base: Φ 10 c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (AsI) Φ 12 c/ 20 cm 77x(95 cm)).

Armadura de refuerzo (AsI) Φ 16 c/ 20 cm 77x(95 cm) + 10x(300 cm).

Los solapes en armaduras de Φ 10 y Φ 12 serán de 50 cm, mientras que los de Φ 16 serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de Φ 10 y Φ 12; y de Φ 16 y Φ 20 será de 60 cm.



Plano 11. Plano de los muros de la cara norte. Muros 1 y 2. Con armado de refuerzo. Modelo 2. E: 1/100

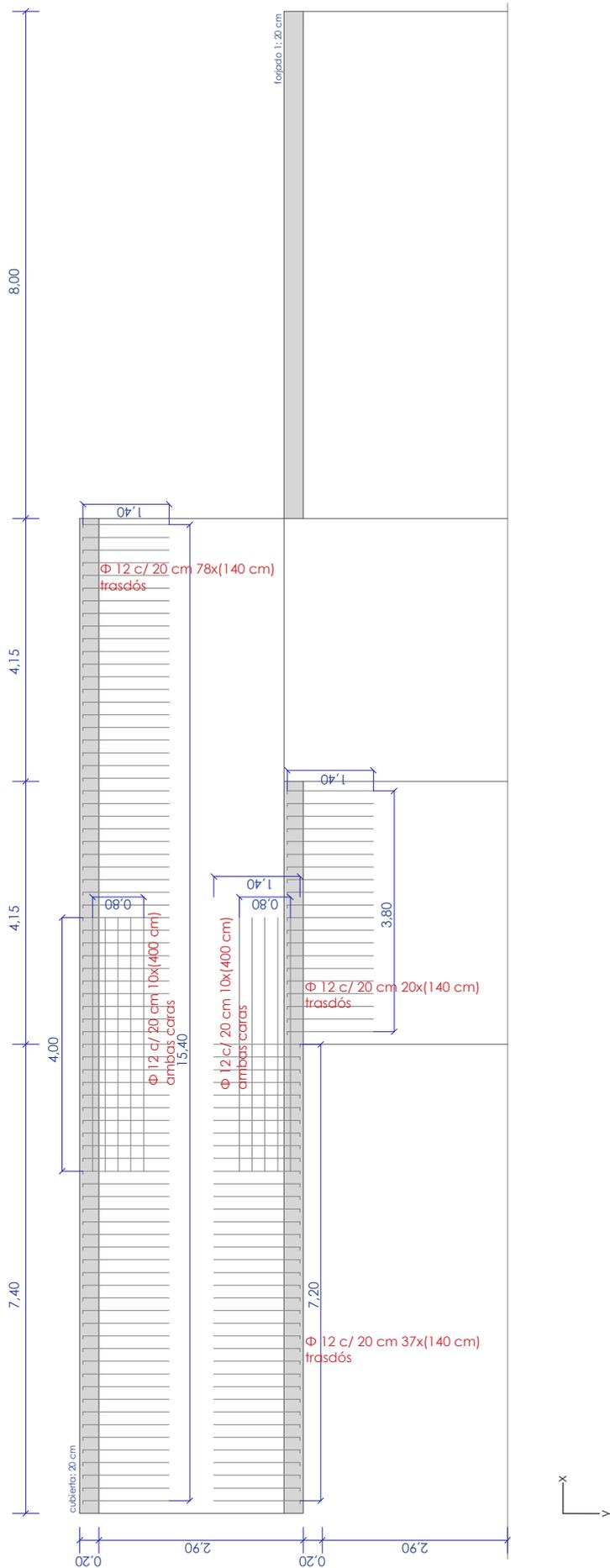
Muro de hormigón armado de 30 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3.5 cm.

Armado base: $\Phi 10$ c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) $\Phi 12$ c/ 20 cm 8x(140 cm) + 10x(300 cm) + 36x(105 cm) + 36x(140 cm).

Armadura de refuerzo (As1) $\Phi 16$ c/ 20 cm 20x(140 cm).

Los solapes en armaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$ serán de 50 cm, mientras que los de $\Phi 16$ serán de 60 cm. El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en armaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$; y de $\Phi 16$ y $\Phi 20$ será de 60 cm.



Plano 12. Plano de los muros de la cara sur. Muros 3 y 4. Con armado de refuerzo. Modelo 2. E: 1/100

Muro de hormigón armado de 30 cm de espesor. Recubrimiento mecánico de 3,5 cm.

Armado base: $\Phi 10$ c/ 20 cm.

Armadura de refuerzo (As1) $\Phi 12$ c/ 20 cm 20x(400 cm) + 135x(140 cm)

Los solapes en armaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$ serán de 50 cm, mientras que los de $\Phi 16$ serán de 60 cm.

El anclaje de las armaduras longitudinales será de 50 cm en amaduras de $\Phi 10$ y $\Phi 12$; y de $\Phi 16$ y $\Phi 20$ será de 60 cm.

4.2_Estudio económico

Una vez hemos calculado y dimensionado la estructura del Modelo 1 y el Modelo 2, vamos a proceder a realizar un cálculo del presupuesto estimado de la estructura. Para el estudio económico se utilizará la base de datos del IVE (Instituto Valenciano de la Edificación) y el generador de precios CYPE. El ámbito de búsqueda comparativa de precios se fija en Cataluña, lugar donde está prevista la construcción de la vivienda. No se van a tener en cuenta un aumento porcentual del presupuesto, tampoco el porcentaje en beneficio del industrial, ni el IVA del 21%; pues el presupuesto que se va a realizar es tan sólo de la estructura.

Modelo 1

Para hacer el cálculo de las losas, los muros y la ferralla, haremos una recopilación de la cantidad de material que hemos obtenido del dimensionado en el apartado anterior; superficie de hormigón y de armado.

-Losa maciza de hormigón armado de 20 cm de espesor: **57,33 €/m²**.

	POSICIÓN	VIGAS	CANTO (cm)	RESISTENCIA (N/mm2)	AMBIENTE	VERTIDO	LUZ MEDIA VIGAS
a	<input checked="" type="radio"/> horizontal	<input checked="" type="radio"/> sin vigas	<input type="radio"/> 15	<input checked="" type="radio"/> 25	<input type="radio"/> I	<input checked="" type="radio"/> cubilote	<input type="radio"/> <4 m
b	<input type="radio"/> inclinación <30%	<input type="radio"/> embebidas	<input checked="" type="radio"/> 20	<input type="radio"/> 30	<input checked="" type="radio"/> Ila	<input type="radio"/> bomba	<input checked="" type="radio"/> 4-6 m
c	<input type="radio"/> inclinación 30-60%	<input type="radio"/> de canto	<input type="radio"/> 25	<input type="radio"/> 35	<input type="radio"/> IIb		<input type="radio"/> 6-8 m
d			<input type="radio"/> 30	<input type="radio"/> 40	<input type="radio"/> IIIa		<input type="radio"/> 8-10 m
e			<input type="radio"/> 35		<input type="radio"/> IV		<input type="radio"/> >10 m
f			<input type="radio"/> 40				

horizontal
 sin vigas
 20
 25
 Ila
 cubilote
 4-6 m

EEFH.9aababab - m2 - Fjdo hrz losa maciza 20 cm 57,33

Forjado bidireccional horizontal de losa maciza sin vigas, de 20 cm de canto, hormigonado mediante cubilote con hormigón HA-25/B/20/IIa con una cuantía media de 22 kg/m2 de acero B500S en refuerzos superiores e inferiores, crucetas, solapes, elementos de montaje, cercos y armadura de vigas y zunchos, incluido el encofrado; el vertido, vibrado y curado del hormigón, y el desencofrado, según EHE-08.

Fig. 63. Base de datos precios IVE 2019. Losa maciza de hormigón armado de 20 cm.

-Muro de hormigón armado de 25 cm de espesor: **68,94 €/m²**.

	ESPESOR (cm)	RESISTENCIA (N/mm2)	AMBIENTE	VERTIDO	ARM VERTICAL	ARM HORIZONTAL	ENCOFRADO	ACABADO VISTO
a	<input type="radio"/> 20	<input checked="" type="radio"/> 25	<input type="radio"/> I	<input checked="" type="radio"/> cubilote	<input type="radio"/> Ø10 c/10 cm	<input type="radio"/> Ø10 c/10 cm	<input type="radio"/> sin	<input checked="" type="radio"/> no
b	<input checked="" type="radio"/> 25	<input type="radio"/> 30	<input checked="" type="radio"/> Ila	<input type="radio"/> bomba	<input type="radio"/> Ø10 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø10 c/15 cm	<input checked="" type="radio"/> metálico	<input type="radio"/> si
c	<input type="radio"/> 30	<input type="radio"/> 35	<input type="radio"/> IIb		<input checked="" type="radio"/> Ø10 c/20 cm	<input checked="" type="radio"/> Ø10 c/20 cm	<input type="radio"/> trepante	
d	<input type="radio"/> 35	<input type="radio"/> 40	<input type="radio"/> IIIa		<input type="radio"/> Ø12 c/10 cm	<input type="radio"/> Ø12 c/10 cm		
e	<input type="radio"/> 40		<input type="radio"/> IV		<input type="radio"/> Ø12 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø12 c/15 cm		
f					<input type="radio"/> Ø12 c/20 cm	<input type="radio"/> Ø12 c/20 cm		
g					<input type="radio"/> Ø16 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø16 c/15 cm		
h					<input type="radio"/> Ø16 c/20 cm	<input type="radio"/> Ø16 c/20 cm		
i					<input type="radio"/> Ø20 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø20 c/15 cm		
j					<input type="radio"/> Ø20 c/20 cm	<input type="radio"/> Ø20 c/20 cm		

25
 25
 Ila
 cubilote
 Ø10 c/20 cm
 Ø10 c/20 cm
 metálico
 no

EEMH.1babaccba - m2 - Muro HA-25/B/20/IIa e/25 cm 68,94

Muro de hormigón de 25 cm de espesor acabado para revestir, armado con una cuantía de acero B500S de 51.71 kg/m3 (equivalente a 13.57 kg/m2) dispuesto en barras verticales Ø10 c/20 cm y horizontales Ø10 c/20 cm en sus dos caras, hormigonado mediante cubilote con hormigón HA-25/B/20/IIa, incluido el encofrado metálico, el vertido, vibrado y curado del hormigón, y el desencofrado, según EHE-08.

Fig. 64. Base de datos precios IVE 2019. Muro de hormigón armado de 25 cm.

-Mallazo base de acero B-500 SD diámetro 10 c/20 cm: **6,62 €/m²**.

Base de Precios del IVE 2019

EE Estructuras > EEH Hormigones, aceros, encofrados y cimbras > EEHA Suministro y colocación acero para armar > EEHA.25 Acero mallas para armar

Acero mallas para armar

	ACERO	DIMENSION (cm)	DIAMETRO (mm)
a	<input type="radio"/> B 500 T	<input type="radio"/> 15x15	<input type="radio"/> 4-4
b	<input checked="" type="radio"/> B 500 SD	<input type="radio"/> 15x30	<input type="radio"/> 5-5
c	<input type="radio"/> B 500 S	<input checked="" type="radio"/> 20x20	<input type="radio"/> 6-6
d			<input type="radio"/> 8-8
e			<input checked="" type="radio"/> 10-10
f			<input type="radio"/> 12-12

✓ B 500 SD ✓ 20x20 ✓ 10-10

EEHA.2bce - m2 - Mallazo ME 500 SD 20x20 ø 10-10 mm **6,62**

Mallazo electrosoldado ME 500 SD 20x20cm, de diámetros 10-10mm y acero B 500 SD, colocado en estructuras, incluso parte proporcional de solapes, calzos y separadores, según EHE-08 y DB SE-A del CTE.

Fig. 65. Base de datos precios IVE 2019. Mallazo acero B-500 SD diámetro 10 c/20 cm.

Para el cálculo de precios de ferralla, se ha recurrido al software generador de precios CYPE. En éste, encontramos el precio de las barras según su diámetro (12, 16, 20) en €/kg. Según CYPE se estima que el peso de las armaduras en la estructura es de **21 kg/m²**.

-Para barras **B-500 SD de Ø 12** con un coste de material de 1,15 €/kg, mano de obra 6,99 €/h y costes directos complementarios 0,27 €/kg; **total: 8,41 €/kg**.

En total obtenemos un precio de **176,61 €/m²**.

-Para barras **B-500 SD de Ø 16** con un coste de material de 1,48 €/kg, mano de obra 7,48 €/h y costes directos complementarios 0,36 €/kg; **total: 9,32 €/kg**.

En total obtenemos un precio de **195,72 €/m²**

-Para barras **B-500 SD de Ø 20** con un coste de material de 1,80 €/kg, mano de obra 8,71 €/h y costes directos complementarios 0,57 €/kg; **total: 9,32 €/kg**.

En total obtenemos un precio de **232,68 €/m²**

Losa maciza de hormigón armado del forjado de cubierta.

El Modelo 1 presenta una losa maciza de 20 cm en el forjado de cubierta de 15,7 m x 8 m y una **superficie de 125,6 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución de dicha losa se fija un precio de 57,33 €/m², al que se ha de añadir el coste del armado base 6,62 €/m²; **total: 63,95 €/m²**.

Por lo que el precio final de la losa es de:

8.032,12 €

Losa maciza de hormigón armado del forjado 1.

El Modelo 1 presenta una losa maciza de 20 cm en el forjado 1 de 23,7 m x 8 m y una **superficie de 177,6 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución de dicha losa se fija un precio de 57,33 €/m², al que se ha de añadir el coste del armado base 6,62 €/m²; **total: 63,95 €/m²**.

Por lo que el precio final de la losa es de:

11.357,52 €

Muros de hormigón armado 1 y 2.

El Modelo 1 presenta muros de hormigón armado de 25 cm. El muro 1 posee una **superficie de 66,68 m²**; el muro 2 tiene una **superficie de 28,12 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución del muro se fija un precio de 68,94 €/m².

El precio final de los muros es de: **6.535,51 €**

Muros de hormigón armado 3 y 4.

El Modelo 1 presenta muros de hormigón armado de 25 cm. El muro 3 posee una **superficie de 66,98 m²**; el muro 4 tiene una **superficie de 28 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución del muro se fija un precio de 68,94 €/m².

El precio final de los muros es de: **6.547,92 €**

Ferralla de la losa maciza de hormigón armado del forjado de cubierta.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos y negativos. Para el armado de positivos tenemos: $\Phi 12$ c/ 20 cm 77x(500 cm); teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²** y una superficie de armaduras de **76 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **13.422,36 €**

Para el armado de negativos tenemos: $\Phi 12$ c/ 20 cm 77x(145 cm), $\Phi 16$ c/ 20 cm 77x(145 cm) + 14x(260cm); teniendo en cuenta el precio de $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²**, $\Phi 16$ es de **195,72 €/m²**; y una superficie de armaduras de **22 m², 22 m² y 20,8 m²**, respectivamente.

El precio final de la ferralla es de: **12.262,23 €**

Ferralla de la losa maciza de hormigón armado del forjado 1.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos y negativos. Para el armado de positivos tenemos: $\Phi 12$ c/ 20 cm 64x(600 cm); teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²** y una superficie de armaduras de **75,6 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **13.351,71 €**

Para el armado de negativos tenemos: $\Phi 12$ c/ 20 cm 53x(95 cm) + 10x(300 cm), $\Phi 16$ c/ 20 cm 77x(95 cm); $\Phi 20$ c/ 20 cm 77x(95 cm); teniendo en cuenta el precio de $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²**, $\Phi 16$ es de **195,72 €/m²**, $\Phi 20$ es de **232,68 €/m²**; y una superficie de armaduras de **9,88 m², 5,4 m², 14,44 m², 14,44 m²**; respectivamente.

El precio final de la ferralla es de: **8.884,69 €**

Ferralla de los muros de hormigón armado 1 y 2.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos, los negativos se desprecian porque el hormigón trabaja bien a compresión, y armado de refuerzo para las tensiones de membrana.

Encontramos armado de: $\Phi 12$ c/ 20 cm 8x(140 cm) + 10x(300 cm) + 20x(140 cm) + 36x(105 cm); y $\Phi 16$ c/ 20 cm 36x(140 cm); teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²**; $\Phi 16$ es de **195,72 €/m²** y una superficie de armaduras de **0,84 m², 2,40 m², 5,13 m², 7,35 m², 9,45 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **4.625,86 €**

Ferralla de los muros de hormigón armado 3 y 4.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos, los negativos se desprecian porque el hormigón trabaja bien a compresión, y armado de refuerzo para las tensiones de membrana.

Encontramos armado de: $\Phi 12$ c/ 20 cm $20 \times (400 \text{ cm}) + 135 \times (140 \text{ cm})$; teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²** y una superficie de armaduras de **6,40 m², 35,64 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **7.424,68 €**

Los elementos de hormigón armado suman un coste total de: **32.473,07 €**

La ferralla suma un coste total de: **52.546,85 €**

Total: **85.019,92 €**

La superficie construida de la casa, sin tener en cuenta el sótano, pues no ha intervenido en los cálculos, es de 306,3 m². Según el IVE el coste de una vivienda es de **850.66 €/m²**. El coste de la vivienda sería de **260.557,15 € de Proyecto de Ejecución Material**. La estructura de la vivienda repercute en el coste un **32,63 % del PEM**.

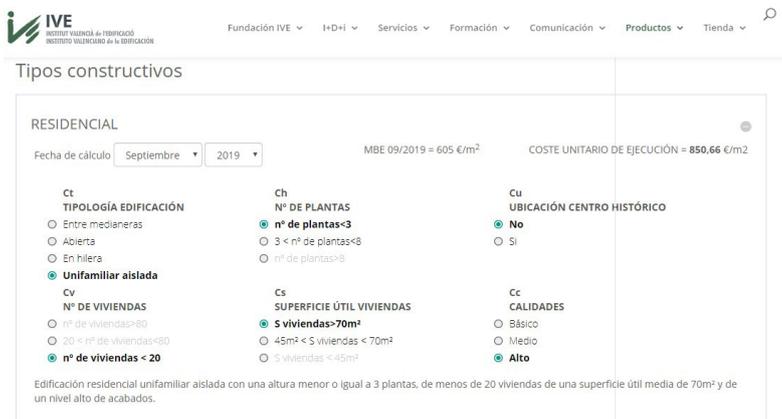


Fig. 66. Base de datos precios IVE 2019. Proyecto de ejecución material.

Modelo 2

Para hacer el cálculo de las losas, los muros y la ferralla, haremos una recopilación de la cantidad de material que hemos obtenido del dimensionado en el apartado anterior. Superficie de hormigón y de armado.

-Losa maciza de hormigón armado de 30 cm de espesor: **61,59 €/m²**.

Base de Precios del IVE 2019

Ambito: Cataluña

EE Estructuras > EEF Forjados y losas > EEFH Hormigón > EEFH.9\$ Losa maciza

Losa maciza

	POSICIÓN	VIGAS	CANTO (cm)	RESISTENCIA (N/mm ²)	AMBIENTE	VERTIDO	LUZ MEDIA VIGAS
a	<input checked="" type="radio"/> horizontal	<input checked="" type="radio"/> sin vigas	<input type="radio"/> 15	<input checked="" type="radio"/> 25	<input type="radio"/> I	<input checked="" type="radio"/> cubilote	<input type="radio"/> <4 m
b	<input type="radio"/> inclinación <30%	<input type="radio"/> embebidas	<input type="radio"/> 20	<input type="radio"/> 30	<input checked="" type="radio"/> IIa	<input type="radio"/> bomba	<input checked="" type="radio"/> 4-6 m
c	<input type="radio"/> inclinación 30-60%	<input type="radio"/> de canto	<input type="radio"/> 25	<input type="radio"/> 35	<input type="radio"/> IIb		<input type="radio"/> 6-8 m
d			<input checked="" type="radio"/> 30	<input type="radio"/> 40	<input type="radio"/> IIIa		<input type="radio"/> 8-10 m
e			<input type="radio"/> 35	<input type="radio"/> 40	<input type="radio"/> IV		<input type="radio"/> >10 m
f			<input type="radio"/> 40				

horizontal
 sin vigas
 30
 25
 IIa
 cubilote
 4-6 m

Descargar Bc3

EEFH.9aadabab - m2 - Fjdo hrz losa maciza 30 cm 61,59

Forjado bidireccional horizontal de losa maciza sin vigas, de 20 cm de canto, hormigonado mediante cubilote con hormigón HA-25/B/20/IIa con una cuantía media de 22 kg/m² de acero B5005 en refuerzos superiores e inferiores, crucetas, solapes, elementos de montaje, cercos y armadura de vigas y zunchos, incluido el encofrado; el vertido, vibrado y curado del hormigón, y el desencofrado, según EHE-08.

Fig. 67. Base de datos precios IVE 2019. Losa maciza de hormigón armado de 30 cm.

-Muro de hormigón armado de 30 cm de espesor: **73,42 €/m²**.

Base de Precios del IVE 2019

Ambito: Cataluña

EE Estructuras > EEM Muros estructurales > EEMH Hormigón armado > EEMH.1\$ Muro de hormigón armado

Muro de hormigón armado

	ESPESOR (cm)	RESISTENCIA (N/mm ²)	AMBIENTE	VERTIDO	ARM VERTICAL	ARM HORIZONTAL	ENCOFRADO	ACABADO VISTO
a	<input type="radio"/> 20	<input checked="" type="radio"/> 25	<input type="radio"/> I	<input checked="" type="radio"/> cubilote	<input type="radio"/> Ø10 c/10 cm	<input type="radio"/> Ø10 c/10 cm	<input type="radio"/> sin	<input checked="" type="radio"/> no
b	<input type="radio"/> 25	<input type="radio"/> 30	<input checked="" type="radio"/> IIa	<input type="radio"/> bomba	<input type="radio"/> Ø10 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø10 c/15 cm	<input checked="" type="radio"/> metálico	<input type="radio"/> si
c	<input checked="" type="radio"/> 30	<input type="radio"/> 35	<input type="radio"/> IIb		<input checked="" type="radio"/> Ø10 c/20 cm	<input checked="" type="radio"/> Ø10 c/20 cm	<input type="radio"/> trepante	
d	<input type="radio"/> 35	<input type="radio"/> 40	<input type="radio"/> IIIa		<input type="radio"/> Ø12 c/10 cm	<input type="radio"/> Ø12 c/10 cm		
e	<input type="radio"/> 40		<input type="radio"/> IV		<input type="radio"/> Ø12 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø12 c/15 cm		
f					<input type="radio"/> Ø12 c/20 cm	<input type="radio"/> Ø12 c/20 cm		
g					<input type="radio"/> Ø16 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø16 c/15 cm		
h					<input type="radio"/> Ø16 c/20 cm	<input type="radio"/> Ø16 c/20 cm		
i					<input type="radio"/> Ø20 c/15 cm	<input type="radio"/> Ø20 c/15 cm		
j					<input type="radio"/> Ø20 c/20 cm	<input type="radio"/> Ø20 c/20 cm		

30
 25
 IIa
 cubilote
 Ø10 c/20 cm
 Ø10 c/20 cm
 metálico
 no

Descargar Bc3

EEMH.1cabaccba - m2 - Muro HA-25/B/20/IIa e/30 cm 73,42

Muro de hormigón de 25 cm de espesor acabado para revestir, armado con una cuantía de acero B5005 de 51.71 kg/m³ (equivalente a 13.57 kg/m²) dispuesto en barras verticales Ø10 c/20 cm y horizontales Ø10 c/20 cm en sus dos caras, hormigonado mediante cubilote con hormigón HA-25/B/20/IIa, incluido el encofrado metálico, el vertido, vibrado y curado del hormigón, y el desencofrado, según EHE-08.

Fig. 68. Base de datos precios IVE 2019. Muro de hormigón armado de 30 cm.

-Mallazo base de acero B-500 SD diámetro 10 c/20 cm: **6,62 €/m²**.

Base de Precios del IVE 2019

Ambito: Cataluña

EE Estructuras > EEH Hormigones, aceros, encofrados y cimbras > EEHA Suministro y colocación acero para armar > EEHA.2\$ Acero mallas para armar

Acero mallas para armar

	ACERO	DIMENSION (cm)	DIAMETRO (mm)
a	<input type="radio"/> B 500 T	<input type="radio"/> 15x15	<input type="radio"/> 4-4
b	<input checked="" type="radio"/> B 500 SD	<input type="radio"/> 15x30	<input type="radio"/> 5-5
c	<input type="radio"/> B 500 S	<input checked="" type="radio"/> 20x20	<input type="radio"/> 6-6
d			<input type="radio"/> 8-8
e			<input checked="" type="radio"/> 10-10
f			<input type="radio"/> 12-12

B 500 SD
 20x20
 10-10

Descargar Bc3

EEHA.2bce - m2 - Mallazo ME 500 SD 20x20 ø 10-10 mm 6,62

Mallazo electrosoldado ME 500 SD 20x20cm, de diámetros 10-10mm y acero B 500 SD, colocado en estructuras, incluso parte proporcional de solapes, calzos y separadores, según EHE-08 y DB SE-A del CTE.

Fig. 69. Base de datos precios IVE 2019. Mallazo acero B-500 SD diámetro 10 c/20 cm.

Para el cálculo de precios de ferralla, se ha recurrido al software generador de precios CYPE. En éste, encontramos el precio de las barras según su diámetro (12, 16, 20) en €/kg. Según CYPE se estima que el peso de las armaduras en la estructura es de **21 kg/m²**.

-Para barras **B-500 SD de Φ 12** con un coste de material de 1,15 €/kg, mano de obra 6,99 €/h y costes directos complementarios 0,27 €/kg; **total: 8,41 €/kg**.

En total obtenemos un precio de **176,61 €/m²**.

-Para barras **B-500 SD de Φ 16** con un coste de material de 1,48 €/kg, mano de obra 7,48 €/h y costes directos complementarios 0,36 €/kg; **total: 9,32 €/kg**.

En total obtenemos un precio de **195,72 €/m²**

-Para barras **B-500 SD de Φ 20** con un coste de material de 1,80 €/kg, mano de obra 8,71 €/h y costes directos complementarios 0,57 €/kg; **total: 9,32 €/kg**.

En total obtenemos un precio de **232,68 €/m²**

Losa maciza de hormigón armado del forjado de cubierta.

El Modelo 2 presenta una losa maciza de 30 cm en el forjado de cubierta de 15,7 m x 8 m y una **superficie de 125,6 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución de dicha losa se fija un precio de 61,59 €/m², al que se ha de añadir el coste del armado base 6,62 €/m²; **total: 68,21 €/m²**.

Por lo que el precio final de la losa es de:

8.567,17 €

Losa maciza de hormigón armado del forjado 1.

El Modelo 2 presenta una losa maciza de 30 cm en el forjado 1 de 23,7 m x 8 m y una **superficie de 177,6 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución de dicha losa se fija un precio de 61,59 €/m², al que se ha de añadir el coste del armado base 6,62 €/m²; **total: 68,21 €/m²**.

Por lo que el precio final de la losa es de:

12.114,09 €

Muros de hormigón armado 1 y 2.

El Modelo 2 presenta muros de hormigón armado de 30 cm. El muro 1 posee una **superficie de 66,68 m²**; el muro 2 tiene una **superficie de 28,12 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución del muro se fija un precio de 73,42 €/m².

El precio final de los muros es de:

6.960,21 €

Muros de hormigón armado 3 y 4.

El Modelo 1 presenta muros de hormigón armado de 30cm. El muro 3 posee una **superficie de 66,98 m²**; el muro 4 tiene una **superficie de 28 m²**. Teniendo en cuenta que para la ejecución del muro se fija un precio de 73,42 €/m².

El precio final de los muros es de:

6.973,43 €

Ferralla de la losa maciza de hormigón armado del forjado de cubierta.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos y negativos.

Para el armado de positivos tenemos: $\Phi 12$ c/ 20 cm 77x(500 cm); teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²** y una superficie de armaduras de **76 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **13.422,36 €**

Para el armado de negativos tenemos: $\Phi 12$ c/ 20 cm 77x(145 cm) + 77x(145 cm) + 14x(260cm); teniendo en cuenta el precio de $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²**; y una superficie de armaduras de **22 m²**, **22 m²** y **20,8 m²**, respectivamente.

El precio final de la ferralla es de: **11.444,32 €**

Ferralla de la losa maciza de hormigón armado del forjado 1.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos y negativos.

Para el armado de positivos tenemos: $\Phi 16$ c/ 20 cm 64x(600 cm); teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 16$ es de **195,72 €/m²** y una superficie de armaduras de **75,6 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **14.796,43 €**

Para el armado de negativos tenemos: $\Phi 12$ c/ 20 cm 77x(95 cm), $\Phi 16$ c/ 20 cm 77x(95 cm) + 10x(95 cm); teniendo en cuenta el precio de $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²**, $\Phi 16$ es de **195,72 €/m²**; y una superficie de armaduras de **14,44 m²**, **14,44 m²**, **5,4 m²**; respectivamente.

El precio final de la ferralla es de: **6.433,33 €**

Ferralla de los muros de hormigón armado 1 y 2.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos, los negativos se desprecian porque el hormigón trabaja bien a compresión, y armado de refuerzo para las tensiones de membrana.

Encontramos armado de: $\Phi 12$ c/ 20 cm 8x(140 cm) + 10x(300 cm) + 36x(140 cm) + 36x(105 cm); y $\Phi 16$ c/ 20 cm 20x(140 cm); teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²**; $\Phi 16$ es de **195,72 €/m** y una superficie de armaduras de **0,84 m²**, **2,40 m²**, **9,45 m²**, **7,35 m²**, **5,13 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **4.543,30 €**

Ferralla de los muros de hormigón armado 3 y 4.

Encontramos armado de refuerzo para momentos positivos, los negativos se desprecian porque el hormigón trabaja bien a compresión, y armado de refuerzo para las tensiones de membrana.

Encontramos armado de: $\Phi 12$ c/ 20 cm 20x(400 cm) + 135x(140 cm); teniendo en cuenta el precio de de refuerzos del $\Phi 12$ es de **176,61 €/m²** y una superficie de armaduras de **6,40 m²**, **35,64 m²**.

El precio final de la ferralla es de: **7.424,68 €**

Los elementos de hormigón armado suman un coste total de: **34.614,90 €**

La ferralla suma un coste total de: **58.064,42 €**

Total: **92.679,32 €**

La superficie construida de la casa, sin tener en cuenta el sótano, pues no ha intervenido en los cálculos, es de 306,3 m². Según el IVE el coste de una vivienda es de **850.66 €/m²**. El coste de la vivienda sería de **260.557,15 € de Proyecto de Ejecución Material**. La estructura de la vivienda repercute en el coste un **35,56 % del PEM**.

The screenshot shows the IVE website interface for selecting construction types. The page is titled 'Tipos constructivos' and is set to 'RESIDENCIAL'. The calculation date is 'Septiembre 2019' and the unitary execution cost is '850,66 €/m2'. The form includes the following options:

- Ct TIPOLOGÍA EDIFICACIÓN:**
 - Entre medianeras
 - Abierta
 - En hilera
 - Unifamiliar aislada
- Ch Nº DE PLANTAS:**
 - nº de plantas < 3
 - 3 < nº de plantas < 8
 - nº de plantas > 8
- Cu UBICACIÓN CENTRO HISTÓRICO:**
 - No
 - Si
- Cv Nº DE VIVIENDAS:**
 - nº de viviendas > 80
 - 20 < nº de viviendas < 80
 - nº de viviendas < 20
- Cs SUPERFICIE ÚTIL VIVIENDAS:**
 - 5 viviendas > 70m²
 - 45m² < 5 viviendas < 70m²
 - 5 viviendas < 45m²
- Cc CALIDADES:**
 - Básico
 - Medio
 - Alto

Below the form, there is a descriptive text: 'Edificación residencial unifamiliar aislada con una altura menor o igual a 3 plantas, de menos de 20 viviendas de una superficie útil media de 70m² y de un nivel alto de acabados.'

Fig. 70. Base de datos precios IVE 2019. Proyecto de ejecución material.

5. Conclusiones

La “casa en el lago” se presenta como una vivienda con un diseño puramente formal, que, aunque exteriormente, parece distanciarse del entorno en el que se ubica; en su interior, acerca al habitante el entorno más próximo, enmarcando, como si de obras de arte se tratase, el exterior.

Es la propia forma de la vivienda la que condiciona el modelo estructural que ésta tendrá. Ya que, la forma de un edificio no es nada sin una estructura que la ampare.

Hecho un estudio previo de la vivienda, nos hacemos a la idea de como funciona. Proponemos un modelo base de la estructura, que simplifique la misma, pero que se acerque lo máximo posible a la realidad. Vista toda la información gráfica previa, de la que se ha dispuesto para este trabajo; vemos un modelo estructural claro: forjados de losa maciza de hormigón armado y muros de hormigón armado, que configuren entre sí dos prismas rectangulares que se deslizan entre sí y confieren el característico volumen a la vivienda, con el gran voladizo en planta primera.

Realizamos varios modelos de trabajo mediante Autocad con la herramienta de Architrave, de los cuales trabajaremos dos: **Modelo 1** y **Modelo 2**. Se decide hacer el estudio de los muros y forjados sobre la cota 0, es decir, de los dos prismas rectangulares, por ser la parte más interesante de la estructura. El primero de ellos se modela con losas de 20 cm y muros de 25 cm. Mientras que el Modelo 2, se modela con losas y muros de 30 cm. Al tratarse de elementos superficiales, se modelan como *elementos finitos*. Con la aplicación de Architrave se asigna a cada elemento los materiales y dimensiones, se colocan las cargas superficiales sobre cada elemento y se llevan al programa Architrave para el estudio de cada modelo. También, se han realizado las combinaciones de carga según las fórmulas del DB SE-AE, utilizando las dos combinaciones más desfavorables de ELS y ELU; **ELS 01** para el estudio de deformaciones y **ELU 01** para la comprobación de la estructura a resistencia para el estudio de deformaciones.

Respecto a las **deformaciones ELS 01**, el Modelo 1 presenta valores de deformación en el extremo central del voladizo de planta primera de -1,64 cm, cumpliendo con la normativa; mientras que el Modelo 2 presenta una flecha máxima de -1,02 cm, también cumpliendo con la normativa.

De las **tensiones ELU 01**, se analizan para losas: los momentos de armado M_x y M_y ; y para muros: los momentos de armado M_x y M_y y las tensiones de membrana S_x y S_y .

Los **momentos de armado en las losas**: en el Modelo 1, para la losa de cubierta: en el eje X, vemos momentos positivos generalizados en la superficie de la losa (tracciones), mientras que en el eje Y, se generan momentos positivos en la banda central y en las bandas laterales hay momentos negativos. En la losa del forjado 1, vemos una situación similar a la anterior: momentos positivos por toda la superficie de la losa; en el eje Y, momentos positivos en la banda central y negativos en los laterales.

En comparación con el Modelo 2, encontramos, como no podía ser de otra forma, una respuesta estructural parecida a la anterior. En la losa de cubierta, en el eje X, momentos positivos superiores a los de la losa del forjado 1; en el eje Y, momentos positivos en la parte central y negativos en los laterales, nuevamente con valores superiores a los del anterior modelo. En la losa del forjado 1, la situación se repite, tanto en el eje X como en el eje Y, los valores de momentos, tanto positivos como negativos. Podemos observar que al aumentar el canto del elemento estructural, en este caso la losa, provoca que las sollicitaciones a las que se ve sometida la estructura aumenten.

Pasamos a comentar las **tensiones de membrana** y los **momentos de armado** de los **muros**. En los muros del Modelo 1, se presentan unas tensiones S_x , con valores muy similares en todo el modelo sin dar más importancia que algunas zonas con tensiones positivas. Respecto a las tensiones S_y , se presenta un esquema de isovalores similar, con tensiones positivas, donde se deberá reforzar el trasdós de los muros. En comparativa con el Modelo 2, las tensiones S_x , aumenta considerablemente las zonas con tensiones positivas, mientras que las tensiones S_y se mantienen similares a las del anterior modelo. En lo que respecta a los momentos de armado M_x y M_y ; en el modelo 1, el esquema de isovalores de M_x es bastante homogéneo y no presenta grandes variaciones, mientras que en el esquema de M_y aparecen varias zonas traccionadas en las partes más singulares de la estructura. Comparándolo con el Modelo 2, presentan un comportamiento similar tanto en M_x como en M_y , pero con un aumento de los valores.

Analizados los resultados obtenidos con Architrave se procede a armar la estructura. En ambos modelos se ha llegado a unos croquis de armado semejantes, pero la diferencia llega con las variaciones en cuanto a la ferralla usada. Uno de los objetivos de este trabajo era la realización de un **estudio económico** de la estructura. Para el Modelo 1 se ha obtenido un coste final de 85.019,92 €, mientras que para el Modelo 2 el coste es de 92.679,32 €. La variación de los coste no es demasiado significativa, 7.659,40 €, correspondiendo, cada uno, al 32,63 % y el 35'56 % del precio total del PEM. Se trata, como se puede comprobar, de una parte muy importante del proyecto, tanto económica como en ejecución. El montaje de ambas estructuras no difiere en nada el uno del otro, pues se lleva a cabo el mismo sistema de encofrado de muros y losas. Lo cual aporta un plus al presupuesto del proyecto, debido al trabajo artesanal de encofradores que se requiere.

Por tanto la solución más idónea para la ejecución final de la estructura es la del Modelo 1, ya que el coste total de la estructura es inferior al del Modelo 2; en el Modelo 1 se utiliza menos material, pues las losas y los muros tienen un canto menor. El comportamiento del modelo en cuanto a deformaciones es peor que en el Modelo 2, pero las tensiones son mucho más inferiores.

El tipo de modelo estructural por el que hemos optado, aunque simplificado respecto a la realidad, nos ha permitido estudiar el comportamiento de la estructura lo más cercano a la realidad posible, mediante Architrave. Es un programa muy útil para analizar el comportamiento de las estructuras de hormigón armado.

6. Bibliografía y fuentes

6.1 Páginas web

- FRAN SILVESTRE ARQUITECTOS. *Proyectos*. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consulta: 8 de julio de 2019]
- PLATAFORMA ARQUITECTURA. *Casa en el Lago / Fran Silvestre Arquitectos (2018)*. <<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/903625/casa-en-el-lago-fran-silvestre-arquitectos>> [Consulta: 8 de julio de 2019]
- WIKIPEDIA. *Fran Silvestre*. <https://es.wikipedia.org/wiki/Fran_Silvestre> [Consulta: 8 de julio de 2019]
- Architrave (2019). <<https://www.architrave.es/>> [Consulta: 8 de julio de 2019]
- UPV MEDIA. "Modelizado en Architrave Parte 1 - Modulo de Cad" en UPV Media <<https://media.upv.es/#/portal/video/a0e7fbc0-2ebb-11e8-b43a-51b816915a74>> [Consulta: 15 de julio de 2019]
- UPV MEDIA. "Modelizado en Architrave Parte 2 - Modulo de Architrave" en UPV Media <<https://media.upv.es/#/portal/video/e8ecdf80-2ebb-11e8-b43a-51b816915a74>> [Consulta: 15 de julio de 2019]
- UPV MEDIA. "Dimensionado en Architrave" en UPV Media <<https://media.upv.es/#/portal/video/511a88f0-2eb2-11e8-b43a-51b816915a74>> [Consulta: 15 de julio de 2019]
- IVE. INSTITUTO VALENCIANDO DE LA EDIFICACIÓN. (2019). *Visualizador de bases de datos*. <<https://www.five.es/productos/herramientas-on-line/visualizador-2019/>> [Consulta: 3 de septiembre de 2019]
- GENERADOR DE PRECIOS. CYPE. (2019). *Precios descompuestos*. <http://www.generadordeprecios.info/rehabilitacion/Cimentaciones/Recalces/Conexion_entre_cimientos/CZO010_Anclaje_de_barra_corrugada_de_acero.html> [Consulta: 3 de septiembre de 2019]

6.2 Normas

- Gobierno de España (2009) DB SE-C Seguridad Estructural, Cimientos. Boletín Oficial Del Estado. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-C.pdf>> [Consultado: 15 de julio de 2019]
- Gobierno de España (2009) DB SE Seguridad Estructural. Boletín Oficial Del Estado. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>> [Consultado: 15 de julio de 2019]
- Gobierno de España (2009) DB SE-AE Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación. Boletín Oficial Del Estado. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>> [Consultado: 15 de julio de 2019]

6.3 Programas informáticos

- Architrave ® (1). REFERENCIAS. (1) PÉREZ-GARCÍA, Agustín, ALONSO DURÁ, Adolfo, GÓMEZ-MARTÍNEZ, Fernando, ALONSO AVALOS, José Miguel and LOZANO LLORET, Pau. Architrave 2019 [online]. 2019. Valencia (Spain). Universitat Politècnica de València. 2019. Available from: www.architrave.es
- AutoCAD ®. 2017.

6.4 Relación de figuras y tablas

2_Fran Silvestre Arquitectos

-Fig. 1. Fran Silvestre Arquitectos (n.d.) Centro de arte y auditorio de Alfafar, Valencia. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/centro-de-arte-y-auditorio/>> [Consultado: 8 de julio de 2019]

-Fig. 2. Fran Silvestre Arquitectos (2009) Vista exterior de la Casa del atrio en Godella, Valencia. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-del-atrion/>> [Consultado: 8 de julio de 2019]

-Fig. 3. Fran Silvestre Arquitectos (2009) Vista exterior de La casa del acantilado en Calpe, Alicante. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-del-acantilado/>> [Consultado: 8 de julio de 2019]

-Fig. 4. Fran Silvestre Arquitectos (2009) Modelo de Torre eólica en Valencia. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/torre-eolica/>> [Consultado: 8 de julio de 2019]

-Fig. 5. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Vista exterior de La casa en el lago en Caldes de Malavella, Girona. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 8 de julio de 2019]

3_La obra

3.1_El proyecto

-Fig. 6. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Planimetría básica de La casa en el lago. Plano de planta de sótano. <<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/903625/casa-en-el-lago-fran-silvestre-arquitectos>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 7. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Planimetría básica de La casa en el lago. Plano de planta de baja. <<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/903625/casa-en-el-lago-fran-silvestre-arquitectos>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 8. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Planimetría básica de La casa en el lago. Plano de planta primera. <<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/903625/casa-en-el-lago-fran-silvestre-arquitectos>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

3.3_Estudio fotográfico del proyecto

-Fig. 9. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital exterior de La casa en el lago. Terraza cubierta, fachadas oeste y sur. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 10. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital exterior de La casa en el lago. Jardín, fachadas oeste y norte. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 11. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital exterior de La casa en el lago. Acceso en fachada sur. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 12. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital exterior de La casa en el lago. Fachada este y acceso a planta de sótano. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 13. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital interior de La casa en el lago. Salón-comedor. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 14. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital interior de La casa en el lago. Salón-comedor. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 15. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital interior de La casa en el lago. Salón-comedor, hall de la escalera. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

-Fig. 16. Fran Silvestre Arquitectos (2018) Imagen digital interior de La casa en el lago. Dormitorio principal en planta primera. <<http://fransilvestrearquitectos.com/projects/casa-en-el-lago/>> [Consultado: 13 de julio de 2019]

4_El modelo

4.1_Comportamiento del modelo estructural

- Tabla 1. Documento Básico SE-AE (2009) Tabla 3.1. DB SE-AE: Valores característicos de las sobrecargas de uso. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>> [Consultado: 14 de julio de 2019]
- Tabla 2. Documento Básico SE-AE (2009) Tabla 3.8. DB SE-AE: Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>> [Consultado: 14 de julio de 2019]
- Tabla 3. Documento Básico SE-AE (2009) Tabla 3.4. DB SE-AE: Valores del coeficiente de exposición C_e . <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>> [Consultado: 14 de julio de 2019]
- Tabla 4. Documento Básico SE-AE (2009) Tabla 3.5. DB SE-AE: Coeficiente eólico en edificio de pisos. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>> [Consultado: 14 de julio de 2019]
- Tabla 5. Documento Básico SE (2009) Tabla 4.1. DB SE: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>> [Consultado: 14 de julio de 2019]
- Tabla 6. Documento Básico SE (2009) Tabla 4.2. DB SE: Coeficientes de simultaneidad. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>> [Consultado: 14 de julio de 2019]
- Tabla 7. Combinaciones de Hipótesis ELU. Tabla de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Tabla 8. Combinaciones de Hipótesis ELS. Tabla de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Tabla 9. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 1. Tabla de elaboración propia.
- Tabla 10. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 2. Tabla de elaboración propia.
- Tabla 11. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 1. Tabla de elaboración propia.
- Tabla 12. Resultados redondos y momentos últimos en Peritación para el Modelo 2. Tabla de elaboración propia.
- Tabla 13. Resultados tensiones de membrana que resisten las secciones de muro y su armado para el Modelo 1. Tabla de elaboración propia.
- Tabla 14. Resultados tensiones de membrana que resisten las secciones de muro y su armado para el Modelo 2.

4.1.1_MODELO 1

- Fig. 17. Deformada DZ con isovalores MODELO 1. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 18. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de cubierta. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 19. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de forjado 1. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 20. Momentos para dimensionado Mx. Losa de cubierta. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 21. Momentos para dimensionado My. Losa de cubierta. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 22. Momentos para dimensionado Mx. Losa del forjado 1. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 23. Momentos para dimensionado My. Losa del forjado 1. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.

- Fig. 24. Tensiones Sx de los muros de planta baja y primera. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 25. Tensiones Sy de los muros de planta baja y primera. Imagen de elaboración propia.
- Fig. 26. Momentos para dimensionado Mx. Muros de planta baja y primera. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 27. Momentos para dimensionado My. Muros planta baja y primera. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 28. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 29. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 30. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 31. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 32. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 33. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 34. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 35. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 36. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 37. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 38. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 39. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 1. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos positivos. Modelo 1. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 2. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos negativos. Modelo 1. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 3. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos positivos. Modelo 1. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 4. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos negativos . Modelo 1. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 5. Plano de los muros de la cara norte. Muros 1 y 2. Con armado de refuerzo. Modelo 1. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 6. Plano de los muros de la cara sur. Muros 3 y 4. Con armado de refuerzo. Modelo 1. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.

4.1.2_MODELO 2

- Fig. 40. Deformada e indeformada del MODELO 2. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 41. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de cubierta. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 42. Isovalores desplazamientos DZ ELS. Losa de forjado 1. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 43. Momentos para dimensionado Mx. Losa de cubierta. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 44. Momentos para dimensionado My. Losa de cubierta. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.

- Fig. 45. Momentos para dimensionado Mx. Losa del forjado 1. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 46. Momentos para dimensionado My. Losa del forjado 1. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 47. Tensiones Sx de los muros de planta baja y primera. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 48. Tensiones Sy de los muros de planta baja y primera. Imagen de elaboración propia
- Fig. 49. Momentos para dimensionado Mx. Muros de planta baja y primera. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 50. Momentos para dimensionado My. Muros planta baja y primera. Imagen de elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Fig. 51. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 52. Croquis losa del forjado de cubierta. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 53. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 54. Croquis losa del forjado 1. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 55. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 56. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 57. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 58. Croquis muros 1 y 2. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 59. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 60. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 61. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje X. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Fig. 62. Croquis muros 3 y 4. Esquema de refuerzos de armado en eje Y. Imagen de elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 7. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos positivos. Modelo 2. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 8. Plano de la losa de cubierta con armado de refuerzo de momentos negativos. Modelo 2. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 9. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos positivos. Modelo 2. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 10. Plano de la losa del forjado 1 con armado de refuerzo de momentos negativos . Modelo 2. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 11. Plano de los muros de la cara norte. Muros 1 y 2. Con armado de refuerzo. Modelo 2. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.
- Plano 12. Plano de los muros de la cara sur. Muros 3 y 4. Con armado de refuerzo. Modelo 2. E: 1/100. Elaboración propia mediante el programa Autocad.

4.2_Estudio económico

- Fig. 63. Base de datos precios IVE 2019. Losa maciza de hormigón armado de 20 cm. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.
- Fig. 64. Base de datos precios IVE 2019. Muro de hormigón armado de 25 cm. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.
- Fig. 65. Base de datos precios IVE 2019. Mallazo acero B-500 SD diámetro 10 c/20 cm. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.

-Fig. 66. Base de datos precios IVE 2019. Proyecto de ejecución material. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.

-Fig. 67. Base de datos precios IVE 2019. Losa maciza de hormigón armado de 30 cm. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.

-Fig. 68. Base de datos precios IVE 2019. Muro de hormigón armado de 30 cm. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.

-Fig. 69. Base de datos precios IVE 2019. Mallazo acero B-500 SD diámetro 10 c/20 cm. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.

-Fig. 70. Base de datos precios IVE 2019. Proyecto de ejecución material. Imagen de elaboración propia mediante la base de datos del IVE 2019.