



Escola Politècnica Superior
d'Edificació de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

GRADO EN CIENCIAS Y TECNOLOGIAS DE LA EDIFICACIÓN

TRABAJO FINAL DE GRADO

DISEÑO, CÁLCULO Y PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN L'AMETLLA DE MAR

Projectista: Daniel Israel Serrano Prieto
Directora: Susana Pavón García
Convocatoria: SEPTIEMBRE 2014

RESUMEN

En este trabajo Final de Grado se desarrolla el proyecto de la estructura de un edificio de viviendas a partir del Proyecto Básico y con ayuda del programa informático de cálculo de estructuras TRICALC. El edificio objeto de estudio, se emplaza en el término municipal de la Ametlla de Mar en la provincia de Tarragona.

En el trabajo se exponen los criterios adoptados y la metodología llevada a cabo para el diseño de la estructura, así como se justifica, frente a otras posibles, la solución propuesta.

Justificada la solución estructural, el proyecto incluye la explicación del proceso de cálculo llevado a cabo con el programa TRICALC, considerando desde la preparación de datos, definiciones geométricas de la estructura y opciones de cálculo, hasta los resultados obtenidos, comprobaciones, revisiones y actualizaciones.

Se explica el proceso de elaboración de la documentación del proyecto que se incluye en los anejos, es decir los planos, la memoria de cálculo, las mediciones y el presupuesto.

Se presentan los costes energéticos y las emisiones de CO₂ producidas y su valoración respecto a otras soluciones estructurales.

Para finalizar, se exponen las conclusiones, explicando los problemas surgidos a lo largo del proyecto y una valoración final de los conocimientos adquiridos.

INDICE

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | INTRODUCCIÓN..... | 4 |
| 1.1 | Objetivos del TFG..... | 4 |
| 1.2 | Descripción del edificio..... | 4 |
| 1.2.1 | Emplazamiento..... | 4 |
| 1.2.2 | Características de la edificación..... | 4 |
| 1.3 | Metodología de trabajo..... | 7 |
| 1.4 | Contenido de la memoria..... | 8 |
| 1.4.1 | Definición de la solución estructural..... | 8 |
| 1.4.2 | Cálculo con el programa TRICALC..... | 8 |
| 1.4.3 | Proyecto de la estructura..... | 8 |
| 1.4.4 | Costes energéticos y emisiones de CO2..... | 8 |
| 1.4.5 | Conclusiones..... | 8 |
| 1.4.6 | Bibliografía..... | 8 |
| 1.4.7 | Anejos..... | 8 |
| 2 | DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL..... | 10 |
| 2.1 | Criterios y condicionantes..... | 10 |
| 2.1.1 | Condicionantes de diseño estructural..... | 10 |
| 2.1.2 | Condicionantes del terreno..... | 10 |
| 2.1.3 | Condicionantes económicos..... | 11 |
| 2.1.4 | Condicionantes de carácter medioambiental..... | 11 |
| 2.2 | Solución estructural adoptada..... | 12 |
| 2.2.1 | Estructura horizontal..... | 12 |
| 2.2.2 | Estructura vertical..... | 15 |
| 2.2.3 | Cimentación..... | 16 |
| 2.2.4 | Elementos de comunicación vertical..... | 16 |
| 2.2.5 | Materiales y características..... | 16 |
| 2.2.6 | Solución estructural adoptada..... | 17 |
| 2.3 | Predimensionado..... | 17 |
| 2.3.1 | Forjados..... | 17 |
| 2.3.2 | Pilares..... | 19 |
| 2.3.3 | Cimentacionecas..... | 21 |
| 2.3.4 | Escaleras..... | 22 |
| 2.3.5 | Muros de sótano..... | 22 |
| 3 | CÁLCULO CON EL PROGRAMA TRICALC..... | 23 |
| 3.1 | Modelización de la estructura..... | 23 |
| 3.1.1 | Preparación de los datos..... | 23 |
| 3.1.2 | Estructura vertical y cimentaciones..... | 25 |
| 3.1.3 | Estructura horizontal..... | 27 |
| 3.1.4 | Elementos de comunicación vertical..... | 29 |
| 3.2 | Acciones y combinaciones..... | 30 |
| 3.2.1 | Introducción de acciones al programa..... | 30 |
| 3.2.2 | Acciones..... | 32 |
| 3.2.3 | Hipótesis y Combinaciones de acciones..... | 35 |
| 3.3 | Análisis estructural..... | 35 |
| 3.3.1 | Método de cálculo..... | 35 |
| 3.3.2 | El método matricial..... | 36 |
| 3.3.3 | Opciones de cálculo..... | 38 |
| 3.4 | Cálculo y correcciones..... | 45 |
| 3.5 | Comprobaciones y resultado final..... | 46 |
| 3.5.1 | Gráficas de desplazamientos..... | 46 |
| 3.5.2 | Gráfica de momentos flectores..... | 48 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 3.5.3 | Gráfica de momentos torsores..... | 49 |
| 3.5.4 | Gráfica de cortantes | 50 |
| 4 | PROYECTO DE LA ESTRUCTURA..... | 52 |
| 4.1 | Memoria de cálculo..... | 52 |
| 4.2 | Planos | 52 |
| 4.3 | Mediciones y presupuesto | 52 |
| 5 | COSTE ENERGÉTICO Y EMISIONES DE CO₂ | 54 |
| 5.1 | Valoración del coste energético de la estructura proyectada | 54 |
| 6 | CONCLUSIONES..... | 56 |
| 6.1 | Relativas a la definición de la solución estructural | 56 |
| 6.2 | Relativas a la utilización de TRICALC..... | 56 |
| 6.3 | Relativas al proyecto de estructuras | 56 |
| 6.4 | Relativas al coste energético | 57 |
| 7 | BIBLIOGRAFÍA..... | 58 |
| 7.1 | Referencias bibliográficas..... | 58 |
| 7.2 | Bibliografía suplementárea | 58 |

ANEJOS

Anejo A – Memoria de Cálculo

Anejo B – Planos

Anejo C – Mediciones y Presupuesto

Anejo D – Coste energético y emisiones de CO₂

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos del TFG

El objetivo de este Proyecto Final de Grado es el diseño, cálculo y proyecto de un edificio de viviendas, teniendo en cuenta criterios medioambientales y económicos al elegir las soluciones constructivas.

Se ha partido de un proyecto básico y del estudio geotécnico, que han proporcionado los datos básicos para la resolución de este proyecto.

Para el cumplimiento de estos objetivos se han realizado cálculos, mediciones y presupuestos de ejecución material y se han analizado objetivamente los resultados obtenidos de diferentes soluciones estructurales.

1.2 Descripción del edificio

1.2.1 Emplazamiento

El edificio se encuentra en el sector l'Almadrava en el municipio L'Ametlla de Mar (Tarragona), a unos 10-15 metros de la línea de costa y a unos 5-10 metros sobre el nivel del mar con una pendiente suave que baja hacia el sur. (Figura 1.1)



Figura 1.1 – plano de situación en parcela

La superficie de la parcela es de 1.304,5 m² y se encuentra entre el cruce de dos calles, l'Almadrava y Valls.

1.2.2 Características de la edificación

El edificio es un edificio de viviendas diseñado en planta sótano, dos plantas sobre rasante y cubierta. La planta sótano está destinada al parking de vehículos, locales de instalaciones y trasteros. Sobre rasante el edificio está destinado a viviendas en régimen de propiedad horizontal. Consta de seis viviendas, dos de las cuales son duplex.

En la tabla 1.1 se muestra la relación de superficies de la edificación.

Tabla 1.1 – Cuadro de superficies

| BAJO RASANTE | | |
|--------------------------|----|------------------------------------|
| Párquing | Nº | Metros cuadrados (m ²) |
| Plazas de párquing | 6 | 89,16 |
| Locales de instalaciones | 1 | 5,80 |
| Trasteros | 7 | 48,61 |
| SOBRE RASANTE | | |
| Vivienda tipo 1 | | Metros cuadrados (m ²) |
| Salon-estar | | 18,19 |
| Comedor- cocina | | 9,77 |
| Habitación doble | | 8,11 |
| Suite | | 11,01 |
| Baño completo | | 4,34 |
| Zonas comunes | | 6,10 |
| Vivienda tipo 2 | | Metros cuadrados (m ²) |
| Salon-estar | | 18,19 |
| Comedor- cocina | | 9,77 |
| Habitación doble | | 8,11 |
| Suite | | 11,01 |
| Baño completo | | 4,34 |
| Zonas comunes | | 6,10 |
| Terraza | | 42,35 |
| Vivienda tipo 3 (duplex) | | Metros cuadrados (m ²) |
| Salon-estar | | 22,28 |
| Comedor- cocina | | 11,19 |
| Habitación doble 1 | | 9,70 |
| Habitación doble 2 | | 8,16 |
| Suite | | 13,01 |
| Baño completo 1 | | 6,03 |
| Baño completo 2 | | 4,17 |
| Aseo | | 2,17 |
| Zonas comunes | | 7,56 |
| Terraza | | 34,06 |

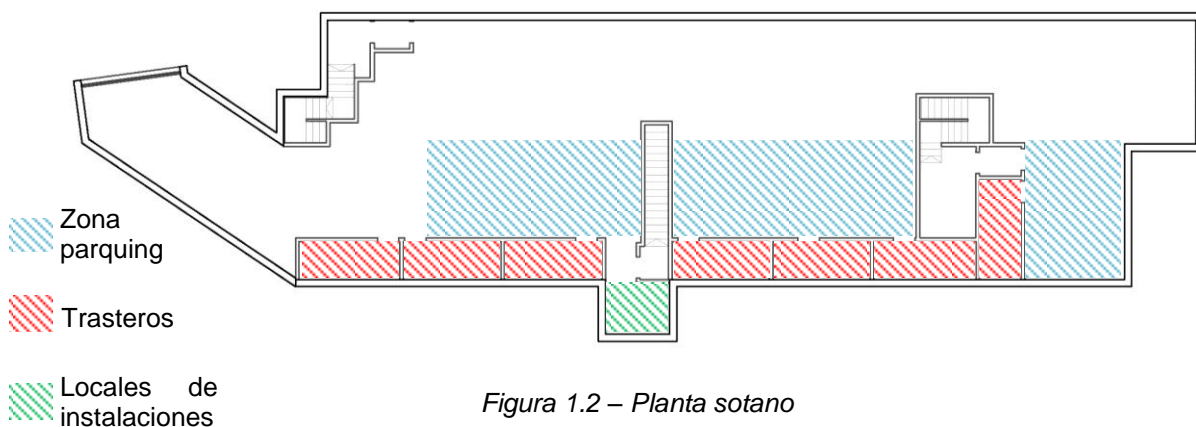
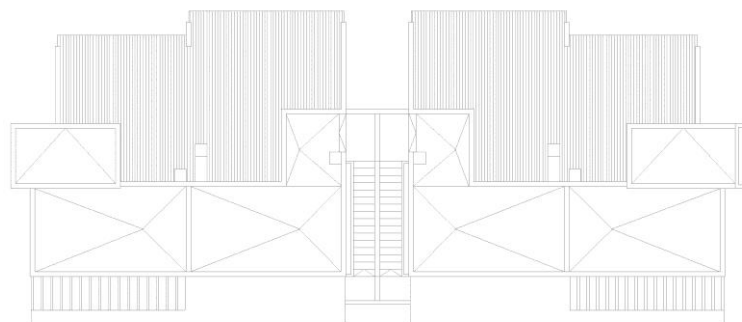
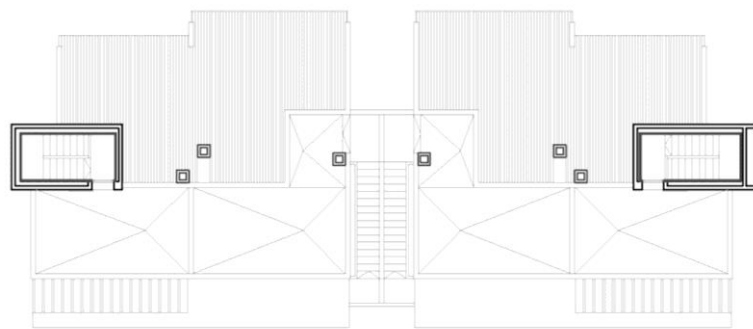
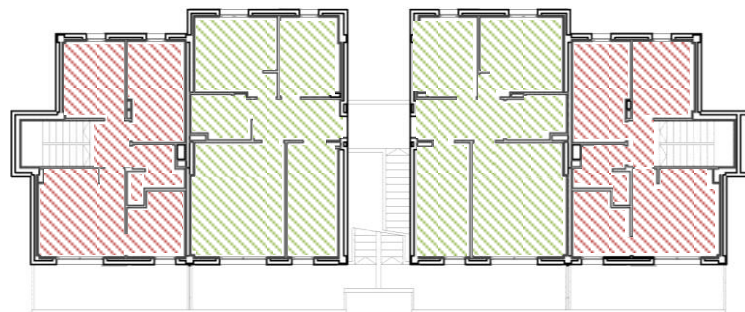
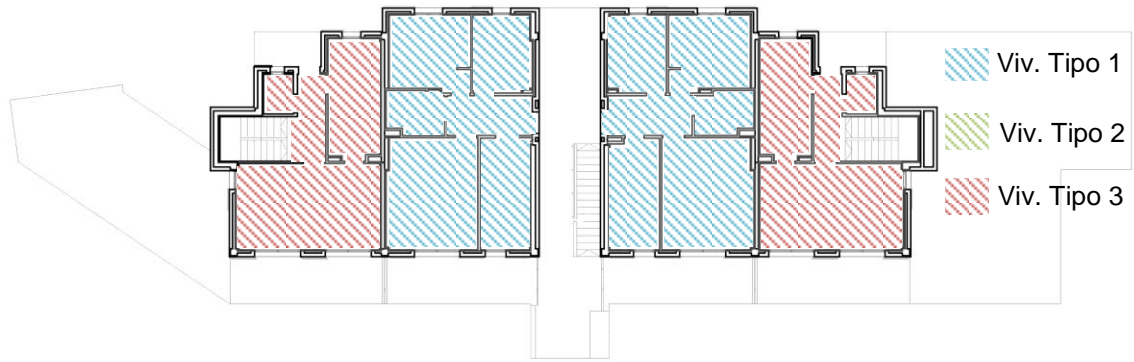


Figura 1.2 – Planta sotano



Los siguientes alzados muestran las cuatro fachadas del edificio.(Figuras 1.7 a 1.10)



Figura 1.7 – Alzado fachada Este



Figura 1.8 – Alzado fachada oeste



Figura 1.9 – Alzado fachada norte

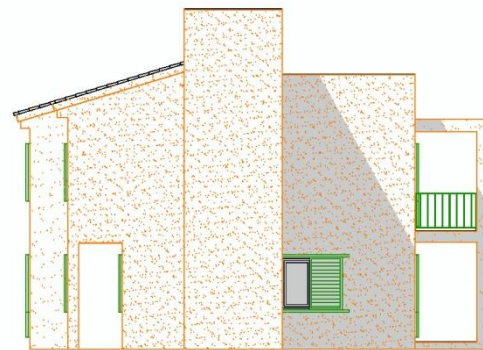


Figura 1.10 – Alzado fachada sur

1.3 Metodología de trabajo

Se ha analizado exhaustivamente tanto el estudio geotécnico como el proyecto básico a fin de una comprensión profunda del proyecto, poniendo atención en sus particularidades y posibles soluciones.

Se han planteado los criterios y condicionantes del edificio y conforme a ellos se ha definido una solución estructural.

A continuación, se han calculado las acciones existentes siguiendo las indicaciones del CTE DB-SE y se ha realizado un predimensionado, a fin de introducir unos valores coherentes en el programa de cálculo de estructuras (TRICALC).

De manera paralela se ha dedicado un tiempo para la comprensión y aprendizaje del programa de cálculo para un planteamiento correcto de la estructura.

Una vez introducida la estructura en el programa y la corrección de los errores de cálculo, se ha procedido a la extracción de los datos obtenidos: Planos y mediciones, retocándolos posteriormente hasta llegar a la solución final.

A partir de las mediciones, se ha realizado el presupuesto de ejecución material, el cálculo de emisiones de gases de efecto invernadero (CO₂) y los costes energéticos, haciendo uso del banco de precios (BEDEC) del Instituto de la Construcción de Cataluña (ITEC).

1.4 Contenido de la memoria

1.4.1 Definición de la solución estructural

En este capítulo se exponen los pasos que se han seguido para definir la estructura, criterios y condicionantes, solución estructural adoptada y el predimensionado.

1.4.2 Cálculo con el programa TRICALC

En este capítulo se explica el proceso de cálculo con el programa TRICALC, desde la preparación de los datos (plantillas de CAD), pasando por las opciones de cálculo que se han definido en el programa, hasta los resultados obtenidos (esfuerzos, armados, comprobaciones) y su revisión.

1.4.3 Proyecto de la estructura

En este capítulo se explica el proceso de elaboración de la documentación del proyecto que se incluye en los anejos, es decir los planos, la memoria de cálculo, las mediciones y el presupuesto.

1.4.4 Costes energéticos y emisiones de CO₂

En este capítulo se definen los pasos seguidos para el cálculo de las emisiones de CO₂ y el coste energético.

1.4.5 Conclusiones

En este apartado se describen las conclusiones adoptadas relativas a la definición de la estructura, a la utilización del programa TRICALC, al proyecto de la estructura y al coste energético.

1.4.6 Bibliografía

En ella se elabora un listado de la documentación consultada.

1.4.7 Anejos

Anejo A - Memoria de cálculo

En él se exponen todos los cálculos realizados

Anejo B – Planos

Conjunto de planos necesarios para la correcta definición y ejecución de la estructura.

Anejo C – Mediciones y presupuesto

Desglose de las mediciones, precios unitarios y presupuesto de ejecución material

Anejo D – Coste energético y emisiones de CO₂

Desglose de las emisiones de CO₂ y el coste energético

2 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

Para definir la solución estructural se han tenido en cuenta las características del proyecto, así como las del terreno. A continuación se explican los criterios aplicados y se describe la solución adoptada.

2.1 Criterios y condicionantes

En este proyecto se busca resolver la estructura de la forma más idónea, económica y sostenible posible, por lo que en ningún momento buscaremos innovaciones de diseño o de sistemas que puedan encarecer o dificultar la ejecución del mismo.

En los siguientes apartados nos encontramos los condicionantes que afectarán a nuestro proyecto.

2.1.1 Condicionantes de diseño estructural

El edificio consta de una planta bajo rasante destinada al párking de vehículos (Figura 2.1). Este hecho nos condiciona, ya que hay que facilitar el acceso de los vehículos a sus plazas de aparcamiento. La disposición de los elementos estructurales está condicionada por la existencia de un párking. Por ello se ha elegido la solución estructural que permita mayores luces, minimizando los elementos verticales.

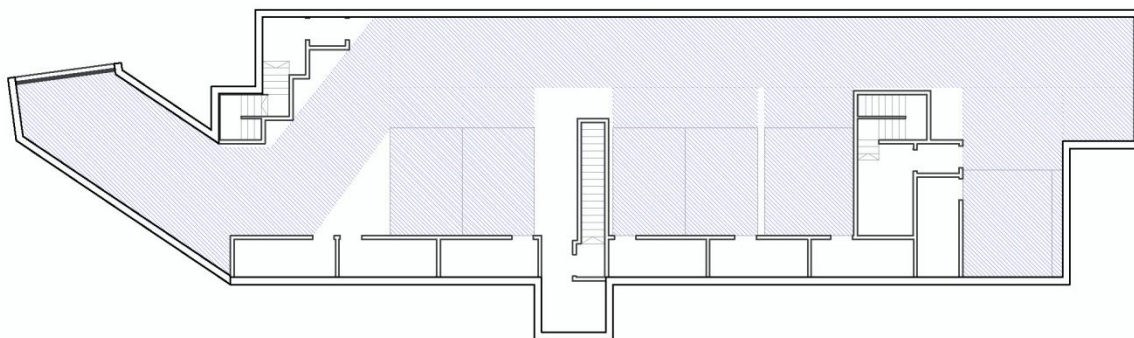


Figura 2.1 – zona libre de pilares por tránsito de vehículos

2.1.2 Condicionantes del terreno

L'ametlla de Mar se encuentra situada en la depresión denominada Baix Ebre. El subsuelo de esta zona se caracteriza por estar formado por distintas capas de conglomerados carbonatados de compacidad media y arenas de origen fluvial.

En la siguiente tabla (Tabla 2.1) podemos observar las características del terreno, extraídas del estudio geotécnico.

Tabla 2.1 – Características del terreno

| | |
|------------------------------|--|
| Capa R | Replenos y tierra vegetal |
| Espesor | 0,5 m |
| Características | Tierras de relleno, poco compactadas, formadas por limos y gravas de roca calcáreas de color marrón. |
| Cohesión aparente | 0,1 N/mm ² |
| Densidad media | 1,8 T/m ³ |
| Ángulo de rozamiento interno | 24° |

| | |
|------------------------------|--|
| Capa A | Tierras carbonatadas |
| Espesor | >7 m |
| Características | Se trata de una amalgama de niveles carbonatados y semicimentados de color gris marrón claro, con intercalación de brechas calcáreas |
| Cohesión aparente | 0,35 N/mm ² |
| Densidad media | 2,22 T/m ³ |
| Ángulo de rozamiento interno | 33° |

No existe nivel freático ni suelos agresivos al endurecimiento del hormigón

Este tipo de suelos se clasifican según el CTE DB-SE-C [1] como de clase T-1 terrenos favorables, con poca variabilidad y en los que la práctica habitual es de cimentaciones directas mediante elementos aislados.

Sabemos, por lo tanto, que tenemos un terreno favorable para la transmisión de los esfuerzos de la estructura. El mismo estudio geotécnico (Anejo A) nos recomienda una cimentación directa sobre la capa A para transmitir al terreno tensiones de 0,35 N/mm² en zapatas aisladas y tensiones de 0,28 N/mm² para zapatas corridas.

2.1.3 Condicionantes económicos

Como técnicos competentes, debemos saber de la importancia de reducir el presupuesto de un proyecto en la medida de lo posible, eligiendo los sistemas más adecuados, así como los materiales y procesos de ejecución, sin perder en ningún momento el nivel de calidad de la obra.

Por lo tanto, a la hora de plantear la estructura se ha comprobado que elegimos el sistema constructivo más adecuado, no solo desde el punto de vista estructural, sino también económico.

2.1.4 Condicionantes de carácter medioambiental.

El impacto ambiental derivado de la ejecución de construcciones es un dato que debemos tener presente a la hora de tomar decisiones. Como técnicos competentes debemos saber elegir entre los sistemas constructivos y materiales de construcción mas respetuosos con nuestro planeta.

Esto nos lleva a la elección de los materiales que tengan un menor impacto ambiental en su elaboración y de más fácil obtención en la zona. Esto nos condiciona el proyecto significativamente, puesto que los materiales de altas prestaciones y más tecnológicos tienen asociados, en la mayoría de los casos, grandes impactos ambientales en su proceso de elaboración.

A continuación se muestra en la tabla 2.2 una lista de los materiales más usados en construcción y su impacto ambiental al lo largo de su ciclo de vida.

Tabla 2.2 – materiales de la construcción y su impacto ambiental

| | CO2 (kg/T) | MJ |
|--------------------|------------|--------|
| Mortero | 418 | 1.706 |
| Cerámica | 478 | 5.618 |
| Hormigón | 565 | 2.230 |
| Barras corrugadas | 2.890 | 35.267 |
| Perfiles laminados | 4.582 | 44.656 |
| Acero galvanizado | 5.049 | 45.518 |

Esto nos lleva a decantarnos por los materiales tradicionales usados en este tipo de construcciones. Evitando, a ser posible, los materiales con procesos de elaboración que requieran ingentes cantidades de energía y emisión de grandes cantidades de gases de efecto invernadero.

2.2 Solución estructural adoptada

En este apartado se define la solución estructural adoptada. Se ha partido de los criterios y condicionantes descritos en el apartado anterior.

2.2.1 Estructura horizontal

A la hora de elegir el sistema estructural que definirá los forjados se nos plantean las siguientes posibilidades. Realizar los forjados mediante un entramado de nervios en dos direcciones (forjados reticulares), realizar los forjados mediante nervios prefabricados en una sola dirección (forjados unidireccionales) o mediante forjados colaborantes (estructura con pórticos de acero).

La tabla 2.3 presenta las ventajas y desventajas de cada solución estructural. Los costes económicos, las emisiones de CO₂ y el consumo energético se han obtenido de el banco de precios BEDEC del ITEC.

Tabla 2.3 – análisis de las opciones estructurales

| | Forjados reticulares | Forjados unidireccionales | Forjados colaborantes |
|------------------------------------|---|--|--|
| Ventajas | <p>Flectan en dos direcciones: mayores luces.</p> <p>Transmiten las cargas a los pilares directamente: pilares cuadrados.</p> <p>Forjados planos: facilidad de ejecución.</p> <p>Estructura más isoestática: nudos rígidos.</p> | <p>Ejecución mas rápida: vigas prefabricadas.</p> <p>Mayor control de ejecución.</p> | <p>Canto reducido.</p> <p>Transmiten las cargas a los pilares directamente: pilares cuadrados.</p> <p>Forjados planos: facilidad de ejecución.</p> |
| Desventajas | <p>Ejecución mas lenta: Encofrado de todo el forjado.</p> | <p>Vigas de canto.</p> <p>Pilares de sección rectangular.</p> | <p>Coste elevado.</p> <p>Cálculo más complejo.</p> <p>Estructura metálica: Ejecución más compleja, altas emisiones de CO₂ y consumo energético.</p> |
| Coste económico por m ² | 54,75 € | 55,37 € | 61,29 € |
| Emisiones de (CO ₂) | 107,4 | 119,91 | 145,71 |
| Consumo energético (MJ) | 1.031,35 | 1.270,7 | 1541,75 |

De primera mano hemos descartado cualquier solución que conlleve la utilización de estructuras de acero, debido a que este material requiere mucha energía para su elaboración y su proceso emite grandes cantidades de CO₂.

Por la facilidad de ejecución y la posibilidad de conseguir mayores luces y un impacto energético menor frente a las otras posibilidades, ejecutaremos la estructura horizontal por medio de forjados reticulares nervados.

Existe la opción de ejecutar el forjado reticular mediante casetones perdidos o recuperables.

La tabla 2.4 analiza las ventajas y desventajas de realizar el forjado con casetones perdidos o recuperables.

Tabla 2.4 – análisis de las opciones estructurales

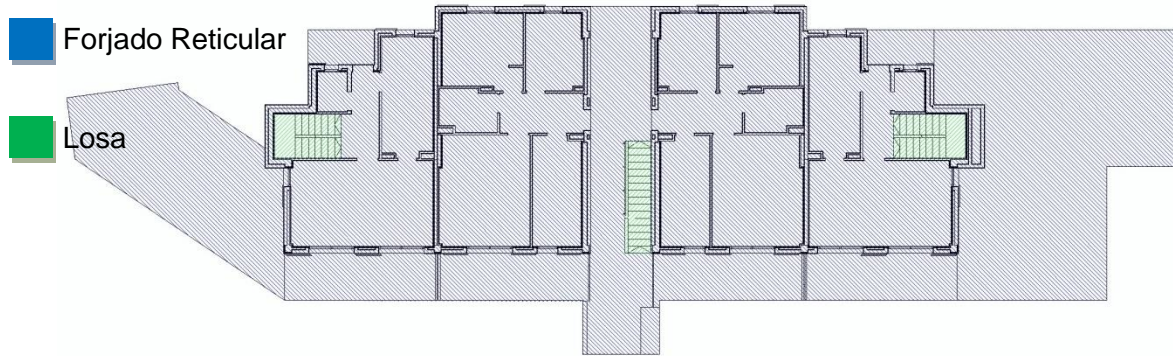
| | Aligeradores para forjados nervados reticulares | Casetones perdidos de mortero de cemento | Casetones perdidos de mortero de cemento ligero |
|------------------------------------|---|---|--|
| Ventajas | Forjados más ligeros | Encofrados continuos: Mayor facilidad de ejecución. | Encofrados continuos: Mayor facilidad de ejecución. Forjados más ligeros por el uso de áridos reciclados: Alita |
| Desventajas | Ejecución más compleja Costes más elevados | Forjados más pesados | |
| Coste económico por m ² | 4,61 | 5,29 | 9,77 |
| Emisiones de (CO ₂) | 47,8 | 43,93 | 25,65 |
| Consumo energético (MJ) | 323,82 | 469.29 | 267,2 |

Interpretando la tabla anterior hemos elegido realizar el forjado reticular con casetones perdidos de mortero de cemento ligero, ya que suponen un ahorro energético y reducción de las emisiones de CO₂ sustancial respecto a las otras dos opciones, a pesar de un coste por metro cuadrado superior.

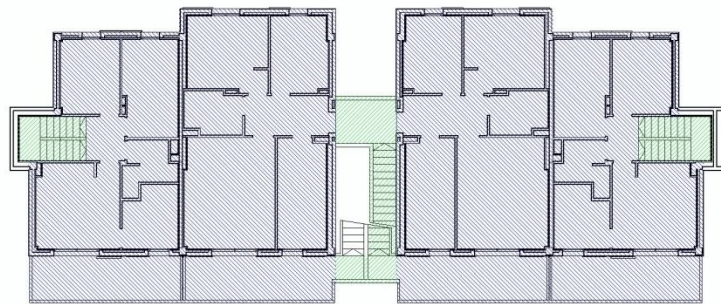
Las zonas comunes de la planta 1 y planta 2 conviene ejecutarlas mediante losa de canto máximo 20 cm debido a sus dimensiones reducidas.

Las Figuras 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8 nos muestran los tipos de forjados elegidos en cada planta y su replanteo.

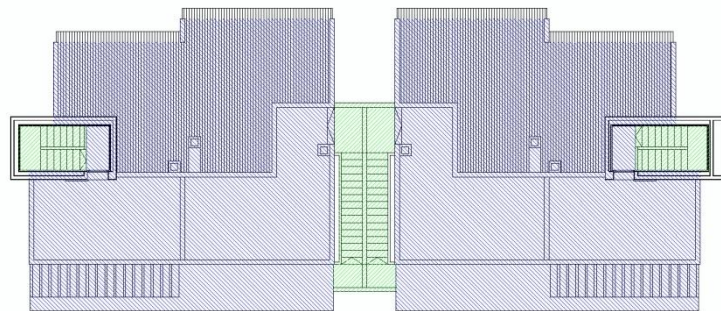
Como se puede observar, solo se ha optado por losas de hormigón armado en las zonas comunes y en las escaleras.



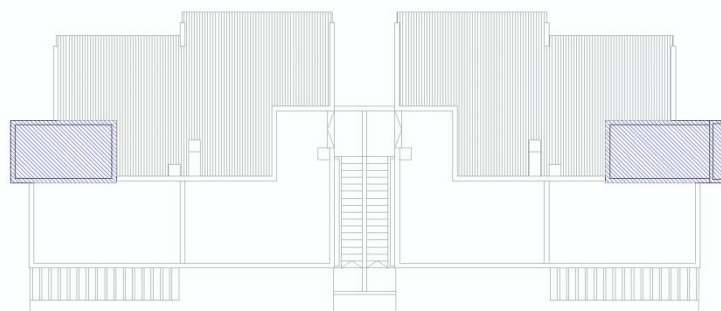
La Figura 2.5 – Forjado planta baja



La Figura 2.6 – Forjado planta 1



La Figura 2.7 – Forjado planta cubierta



La Figura 2.8 – Forjado badalot escalera

2.2.2 Estructura vertical

Pilares

Para que haya coherencia con el resto de la estructura se ha optado por unos pilares de hormigón armado y sección cuadrada.

Muros de sótano-contención

Se ha considerado realizar la planta sótano mediante pantallas de contención o muros sótano.

Considerando que el ángulo de rozamiento interno de las tierras es de 33° descartamos realizar el sótano con muros pantalla, puesto que las tierras no serían estables con un ángulo de 90° , necesario para su ejecución. Además, este sistema supondría aumentar la complejidad de la obra y sus costes.

Siguiendo las recomendaciones del estudio geotécnico se ha optado por muros de contención con zapatas corridas, para transmitir al terreno tensiones de $0,28 \text{ N/mm}^2$. El crecimiento de las zapatas será interior para facilitar su ejecución, pero al no estar construido entre medianeras podrán ser centradas o exteriores si resulta necesario.

La figura 2.9 muestra los muros de contención de nuestra estructura.

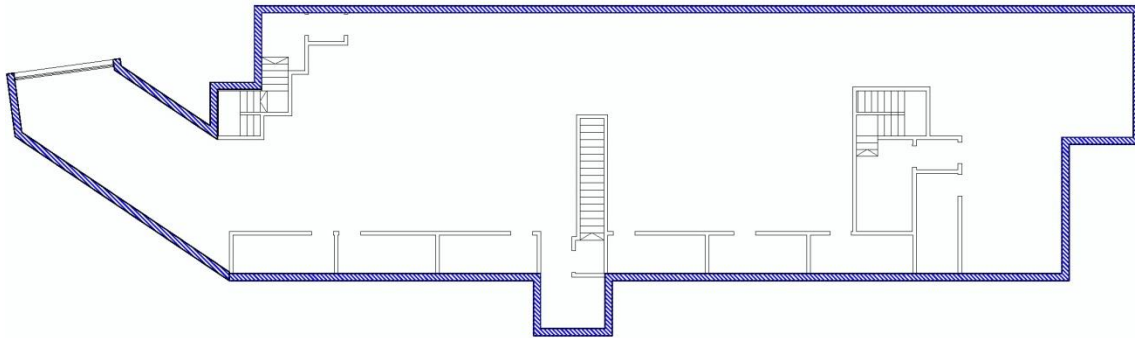


Figura 2.9 – Muros de contención

Muros resistentes

Se han colocado muros resistentes de hormigón armado en los descansillos de las escaleras de dos tramos, como se muestra en la figura 2.10. El motivo de esta elección se explica en el apartado de elementos de comunicación vertical.

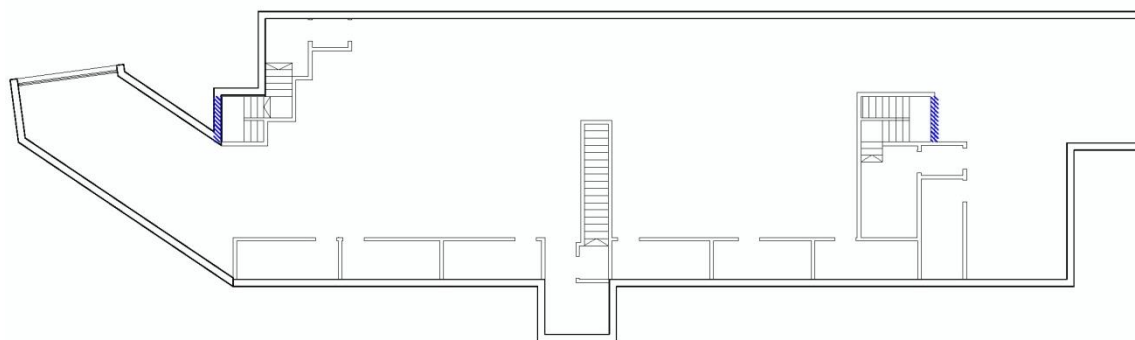


Figura 2.10 – Muros resistentes

2.2.3 Cimentación

A la hora de la elección del sistema de cimentación hemos seguido las recomendaciones del estudio geotécnico. Es decir, zapatas aisladas para transmitir al terreno tensiones de $0,35 \text{ N/mm}^2$. Desde el punto de vista estructural el predimensionado definirá la forma de trabajo de estas, zapatas flexibles o rígidas, siempre intentando minimizar la sección de hormigón al mínimo.

2.2.4 Elementos de comunicación vertical

Como el resto de la estructura, la escalera se realizará mediante losa de hormigón armado. Ejecutarla mediante otro material no tendría sentido puesto que eso requeriría aumentar los costes derivados de utilizar otros medios y materiales que no son utilizados en el resto de la estructura. Además, se ha buscado darle homogeneidad a la estructura.

El problema del diseño de la estructura de la escalera se presenta en el planteamiento de los apoyos de la escalera. Anclarla únicamente a los forjados supondría unos esfuerzos de torsión en los zunchos muy elevados. Esto nos llevaría a incrementar la sección de estos zunchos convirtiéndolos en vigas de canto, dificultando la ejecución de los forjados puesto que requeriría de un encofrado especial.

Por lo tanto, se ha buscado una solución alternativa que transmita de una forma más compensada los esfuerzos a la estructura y que tenga una mayor facilidad de ejecución.

Se ha planteado descargar las tensiones mediante muros resistentes en los descansillos, tal cual se muestra en la figura 2.11

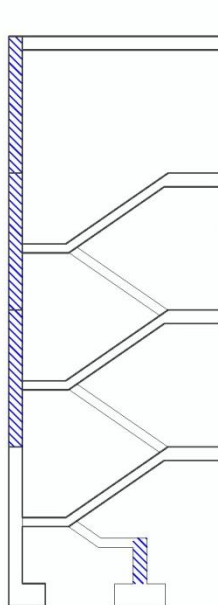


Figura 2.11 – Escalera apoyada en muro resistente.

2.2.5 Materiales y características

Como ya hemos dicho anteriormente la estructura se ejecutará mediante hormigón armado. La tabla 2.5 muestra los materiales que compondrán nuestra estructura y sus características.

Tabla 2.5 – materiales

| Hormigón armado | |
|---------------------|----------------------|
| Designación | HA-30/B/20/IIa |
| Resistencia | 30 N/mm ² |
| Consistencia | Blanda |
| Tamaño máx. árido | 20 mm |
| Clase de exposición | IIa |
| Acero | |
| Designación | B-500S |
| Límite elástico | 500 MPa |
| Características | Soldable |

2.2.6 Solución estructural adoptada.

La tabla 2.6 muestra esquemáticamente la soluciones constructivas descritas en este capítulo.

Tabla 2.6 – resumen estructura adoptada

| Elemento estructural | Solución constructiva | Material |
|---------------------------|--|-----------------|
| Estructura horizontal | Forjado reticular | Hormigón Armado |
| Estructura vertical | Pilares cuadrados Muros resistentes Muro de contención | Hormigón Armado |
| Cimentación | Zapatas aisladas sobre pilares Zapatas corridas sobre muros | Hormigón Armado |
| Elementos de comunicación | Losas inclinadas | Hormigón Armado |

2.3 Predimensionado

Un especialista en cálculo de estructuras podría realizar el predimensionado de la estructura a ojo debido a la amplia experiencia que tiene, pero este no es caso del autor de este proyecto.

Por tanto, a continuación se detalla el procedimiento seguido para hacer una primera aproximación al dimensionado de la estructura.

2.3.1 Forjados

Forjados bidireccionales

Para realizar el predimensionado del canto de los forjados se ha aplicado el artículo 50.2 de la EHE-08 [2]. En el que se especifica que no será necesaria la comprobación de la flecha cuando se cumple la relación L/d de la tabla 50.2.2.1.a de la misma instrucción.

La L máxima de la estructura es 640 cm

$$\frac{L}{28} = \frac{640}{28} = 22,9 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{28} = \frac{640}{24} = 26,7 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{28} = \frac{640}{23} = 27,8 \text{ cm}$$

Planteamos por lo tanto un forjado reticular de canto 25+5 cm con casetones perdidos de 70 cm y nervios de 15 cm, teniendo por lo tanto, un intereje de 85cm.

Losas

La L máxima de la estructura es 270 cm

$$\frac{L}{28} = \frac{270}{32} = 8,5 \text{ cm}$$

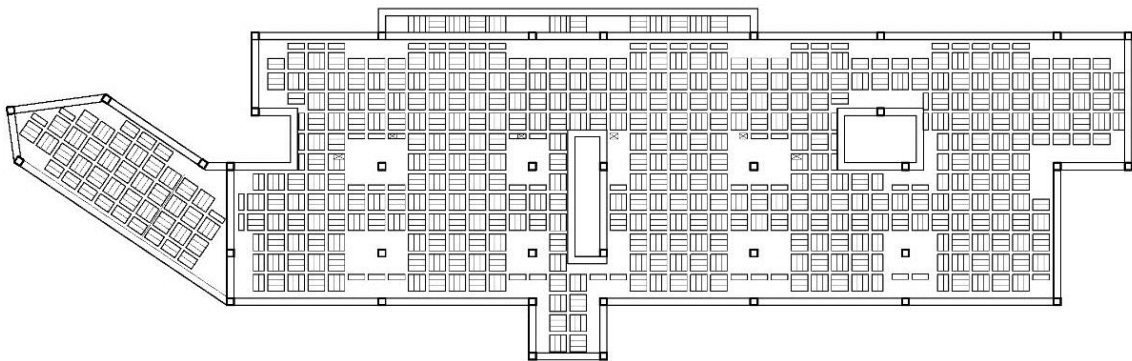
$$\frac{L}{28} = \frac{270}{24} = 11,3 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{28} = \frac{270}{23} = 11,7 \text{ cm}$$

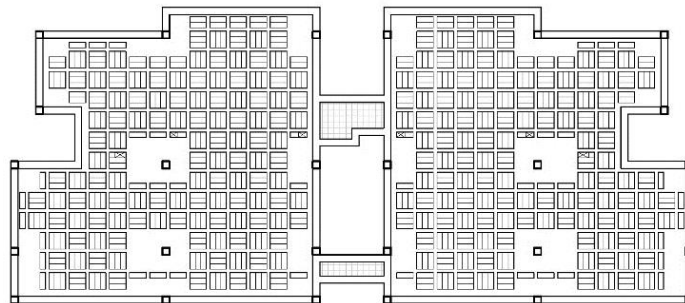
Planteamos por lo tanto unas losas de canto 20 cm.

Replanteo

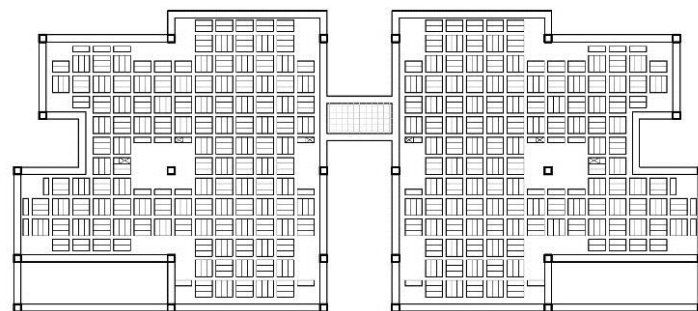
En las figuras 2.17, 2.18, 2.19 y 2.20 podemos ver el replanteo de los forjados. Para la formación de los abacos se ha considerado una dimensión mínima recomendable de $\frac{1}{5}$ de la luz.



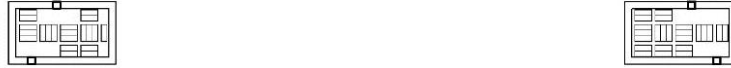
La Figura 2.17 – Forjado planta 1



La Figura 2.18 – Forjado planta 2



La Figura 2.19 – Forjado planta cubierta



La Figura 2.20 – Forjado badalot escalera

2.3.2 Pilares

El primer paso para el dimensionado de la estructura será la distribución de los pilares. Se ha intentado que las luces no superen los 6,5 metros aproximadamente, de forma que no nos veamos obligados a aumentar el canto del forjado.

En la figura 2.12, 2.13, 2.14 y 2.15 podemos ver el replanteo de los pilares.

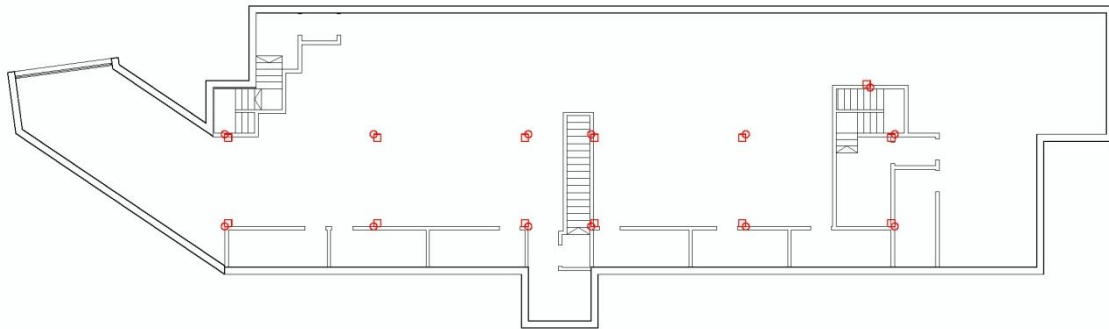


Figura 2.12 - replanteo pilares planta sotano

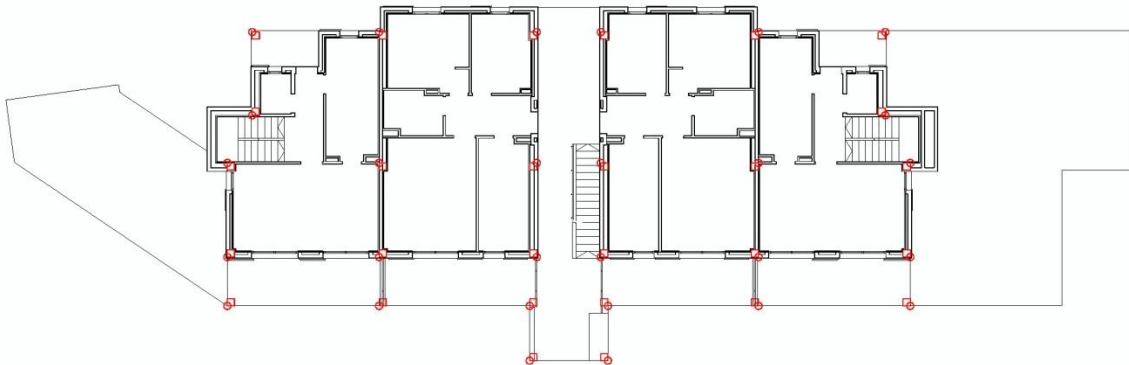


Figura 2.13 - replanteo pilares planta baja

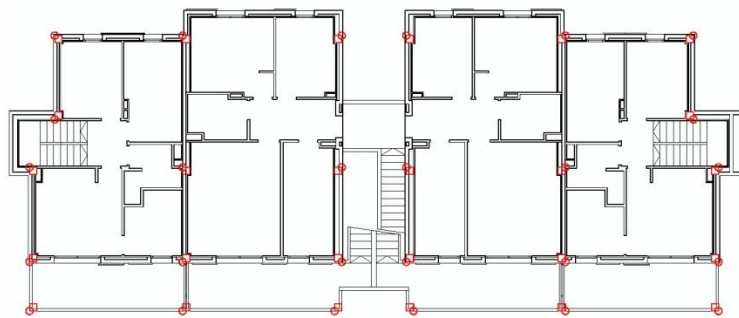


Figura 2.14 - replanteo pilares planta 1

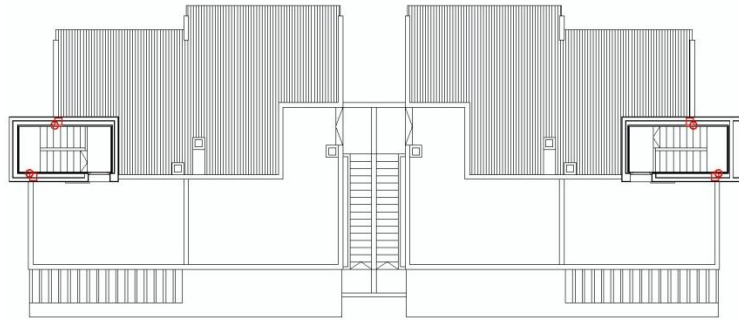


Figura 2.15 - replanteo pilares cubierta

Para el predimensionado de los pilares hemos elegido el que tiene mayor área de influencia. Es decir el más desfavorable.

En la figura 2.16 podemos ver el área de influencia del pilar más desfavorable, que es de 30 m².

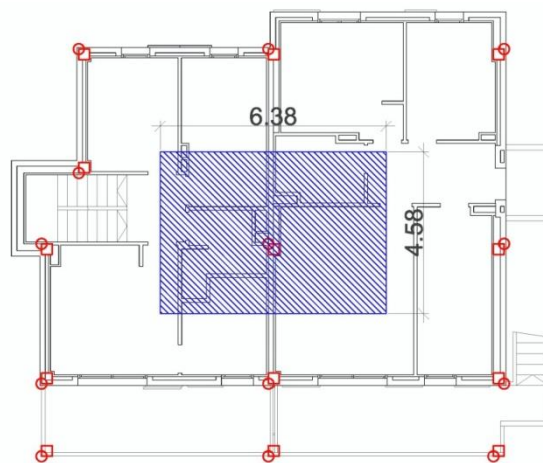


Figura 2.16 – área de influencia del pilar más desfavorable

Las cargas consideradas en el predimensionado del pilar se muestran en la tabla 2.6

Tabla 2.6 – Cargas consideradas en el predimensionado

| Cargas/Techo | Forjado reticular 25+5 a cota 3,3 y 6,5 m Zona viviendas | Forjado reticular 25+5 a cota 12,3 m Zona cubierta |
|--|---|---|
| Peso Propio | 4 KN/m ² | 4 KN/m ² |
| Cargas permanentes (solera + tabiquería) | 2 KN/m ² | 2,5 KN/m ² |
| Sobrecarga de uso | 2 KN/m ² | 1 KN/m ² |
| Nieve | | 0,2 KN/m ² |
| Carga superficial | 8 KN/m² | 7,7 KN/m² |
| Area de influencia | 30 m ² | 30 m ² |
| Carga por planta | 240 KN | 231 KN |
| Nº plantas | 2 | 1 |
| Carga Total | 480 KN | 231 KN |

$$\sum Q_{\text{Total}} (N_k) = 480 \text{ KN} + 231 \text{ KN} = \underline{711 \text{ KN}}$$

Para predimensionar los pilares hemos seguido el método del libro Numeros gordos en el proyecto de estructuras de Juan Carlos Arroyo [5], en que establece la capacidad resistente del pilar como:

$$N_d = 1,2 * 1,6 * N_k$$

Para tener en cuenta el Momento incrementamos un 20% el valor del axil resistente.

$$N_d = 1,2 * 1,6 * 711 = 1365,12 \text{ KN}$$

La superficie mínima de pilar se calcula en función de la resistencia característica del hormigón y del axil de cálculo según la siguiente expresión.

$$N_d = 0,85 * f_{ck} * A = 1365,12 \text{ KN}$$

La resistencia característica del hormigón que emplearemos será de 30 N/mm²

$$A = \frac{N_d}{0,85 * f_{ck}} = \frac{1365,12}{0,85 * 30000} = 0,053 \text{ m}^2$$

En la tabla 2.7 se muestra la sección resultante de las tensiones que afectan a cada planta.

| | Forjado a cota (12,3 m) | Forjado a cota (6,5 m) | Forjado a cota (3,3 m) |
|--|----------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Superficie (m ²) | 30 | 30 | 30 |
| Carga superficial (KN/m ²) | 8 | 8 | 7,7 |
| Tensión de calculo (kN) | 240 | 240 | 231 |
| Tensión de calculo total (kN) | 240 | 280 | 711 |
| Tension de diseño (kN) | 460,8 | 537,6 | 1365,12 |
| Superficie minima pilar (cm ²) | 180,39 | 229,18 | 535,34 |
| Dim. del pilar | 20x20 | 25x25 | 30x30 |

Tabla 2.7 – Dimensionado del pilar

El lado mínimo que deben tener los pilares de sección cuadrada es de 23 cm. A la hora de introducir los datos al programa de cálculo se ha incrementado el valor a secciones de 30 x 30 cm para facilitar la ejecución.

2.3.3 Cimentacionecas

Como ya hemos descrito anteriormente, la cimentación será de tipo aislada. Calcularemos la zapata del pilar más desfavorable.

Para ello necesitaremos la tensión admisible del terreno. Dato que extraemos del estudio geotécnico.

$$\sigma_{adm} = 350 \text{ kN/m}^2$$

La tensión de cálculo N_k calculada en el apartado anterior = 768 kN y el diámetro del pilar 30x30 cm.

Para garantizar el anclaje de la armadura hemos decidido partir de un canto mínimo de 50cm

$$A = a^2 = \frac{N_k}{\sigma_{adm} - 30 * h} = \frac{768}{350 - 30 * 0,5} = 1,55 \text{ m}$$

Para zapatas flexibles comprobaremos que se cumple que el vuelo es mayor al doble del canto.

$$V > 2h$$

$$0,625 > 1$$

No cumple teniendo que aumentar el vuelo a 1,1 metros. Esto supondría unas zapatas de lado 2,2 m, un tamaño excesivo. Debido a esto, se ha optado por unas zapatas rígidas.

$$V \leq 2h$$

$$0,625 \leq 1$$

2.3.4 Escaleras

El canto de la escalera se predimensionará en función de la luz de la escalera, incluyendo mesetas, según la siguiente fórmula.

$$h > \frac{L}{20} = \frac{3,15}{20} = 16 \text{ cm}$$

Para facilitar su ejecución, el canto de la escalera se redondeará a 20 cm

2.3.5 Muros de sótano

Usualmente para muros de sótano de alturas normales se toman 25-30 cm de espesor.

$$e = \frac{H}{15} = \frac{300}{15} = 20 \text{ cm}$$

Redondearemos el canto del muro de sótano a 30 cm.

3 CÁLCULO CON EL PROGRAMA TRICALC

En este capítulo se explica todo el proceso de cálculo con el programa TRICALC, desde la preparación de datos (plantillas de CAD), pasando por las opciones de cálculo que se han definido en el programa, hasta los resultados obtenidos (esfuerzos, armados y comprobaciones) y su revisión.

Este capítulo se divide en 5 apartados: Modelización de la estructura, Acciones y combinaciones, Análisis estructural y Cimentaciones.

3.1 Modelización de la estructura

Se describen los pasos seguidos para la modelización de la estructura en el programa de cálculo.

3.1.1 Preparación de los datos

El primer paso consiste en crear unas plantillas en AutoCAD, que servirán como base para definir correctamente la estructura.

En cada plantilla se han marcado los pilares con las dimensiones establecidas en el predimensionado y se han establecido unos puntos fijos de crecimiento.

Se ha establecido la cota de implantación en el programa de cada plantilla, según las alturas entre plantas establecidas en el proyecto básico.

La Planta Sótano-cimentaciones: cota 0,0 m

La planta Baja y patio comunitario: cota 3,30 m

La planta Primera: cota 6,50 m

La planta cubierta: cota 9,55 m

La planta cubierta-badalot: 12,30 m

En planta de cimientos se han marcado los puntos fijos de los muros de sótano, tal cual se puede observar la figura 3.1

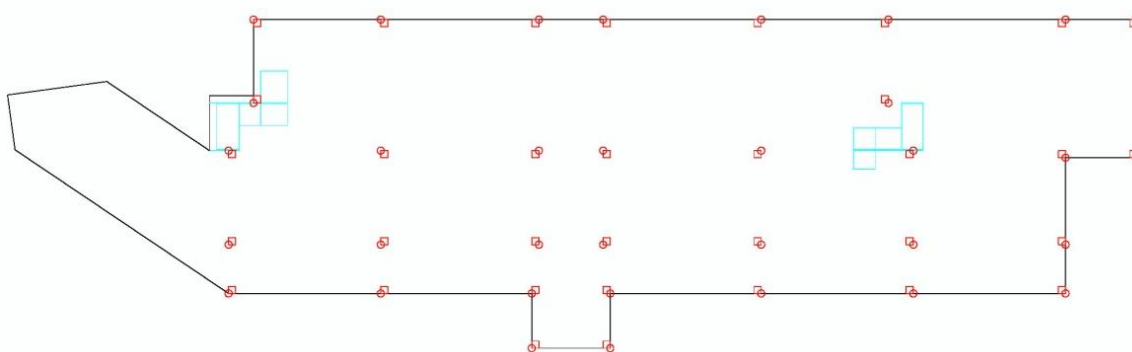


Figura 3.1 – Plantilla cota 0,00 m

Para la definición de los forjados se ha delimitado su perímetro y un punto de origen. Este paso es necesario para un correcto replanteo de los nervios y casetones.

Se han definido las cargas lineales correspondientes al cerramiento y a los tabiques pesados.

Se han definido las dimensiones mínimas de los abacos a partir de la expresión $\frac{1}{5}$ de la luz entre pilares.

Las Figuras 3.2, 3.3, 3.4 y 3.5 muestran las plantillas usadas para definir la estructura de forjados.

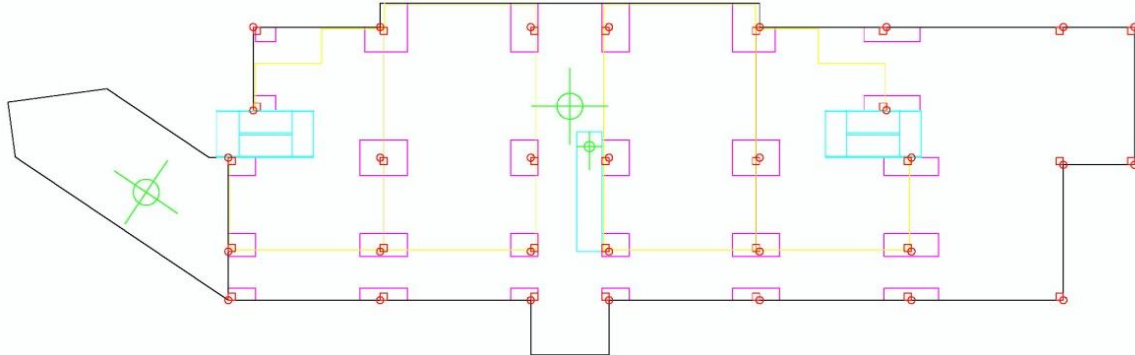


Figura 3.2 – plantilla cota 3,00 m

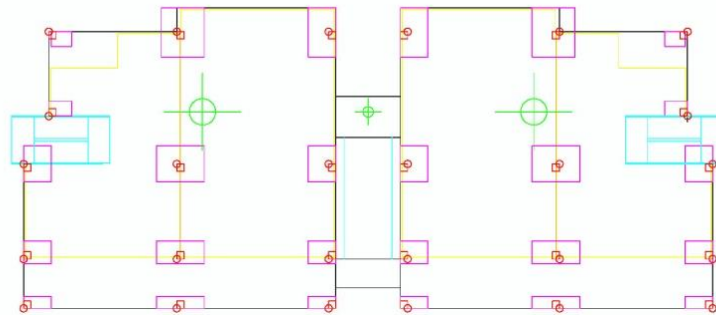


Figura 3.4 – plantilla cota 6,50 m

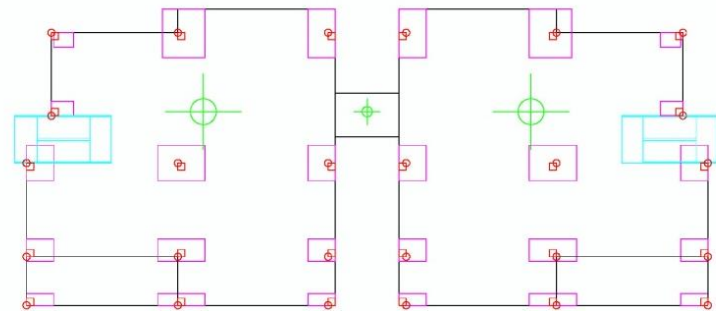


Figura 3.5 – plantilla cota 9,55 m



Figura 3.6 – plantilla cota 12,30 m

Para su importación al programa de cálculo se han dibujado todas las plantillas referenciadas al origen de coordenadas de AutoCAD.

3.1.2 Estructura vertical y cimentaciones

Barras

El primer paso es importar las plantillas de AutoCAD, mediante el menú Ayudas>Dibujo-Raster, usándolas como referencia para introducir la estructura formada por nudos y barras.

Seleccionamos el comando Por Dos nudos del menú Geometría>Barra. A continuación pinchamos dos nudos con el botón izquierdo del ratón.

En la Figura 3.7 se puede ver la estructura formada por barras y nudos ya introducida en el programa.

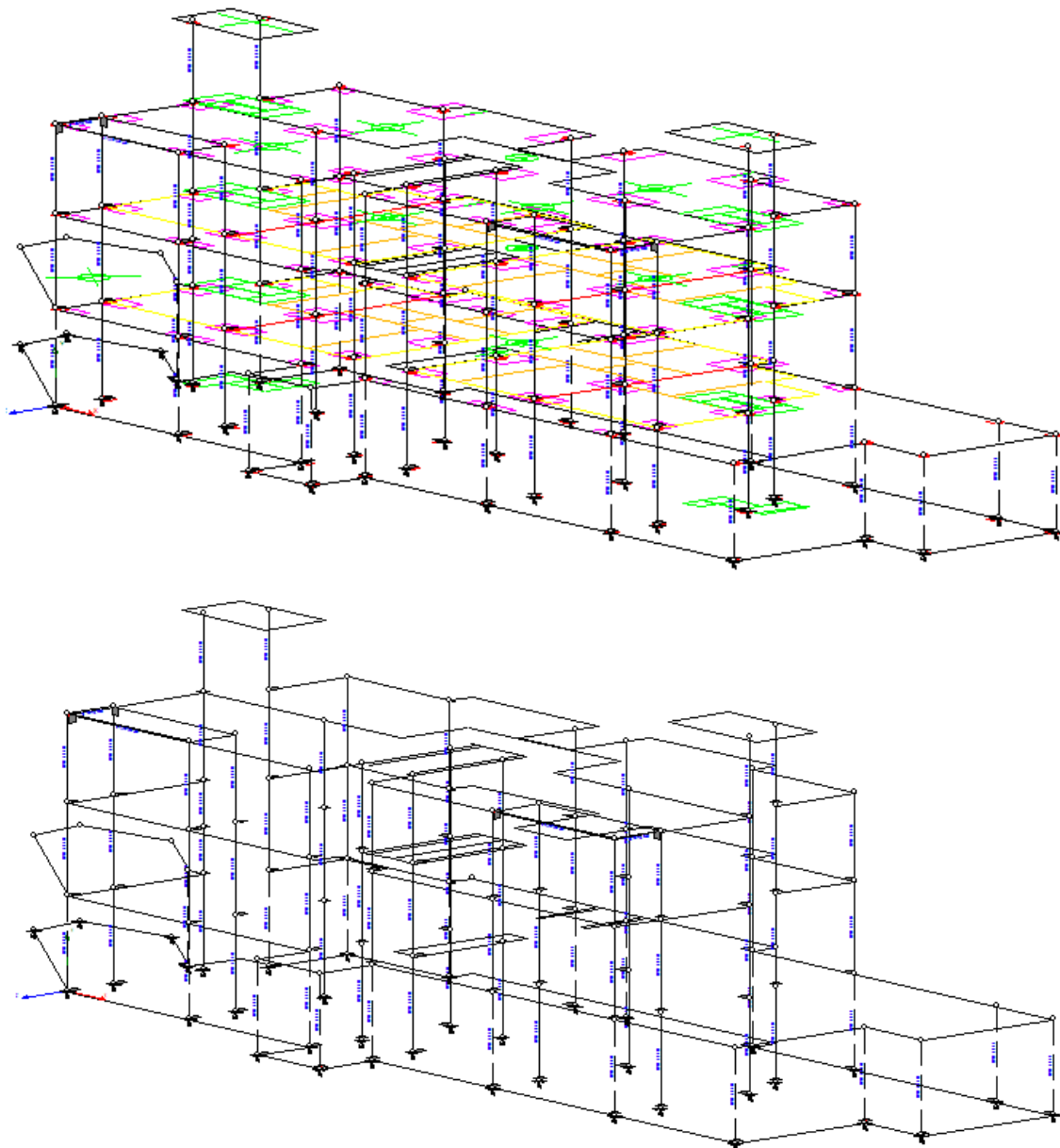


Figura 3.7 – Introduccion de nudos y barras

Un vez introducidas las barras y nudos que formarán los pilares y jácenas de nuestra estructura, les asignaremos la sección calculada en el predimensionado y estableceremos los puntos fijos de crecimiento.

Utilizaremos el comando Definir Sección del menú Secciones y datos para definir la serie y sección a utilizar en el predimensionado.

Una vez definida la sección, estableceremos el crecimiento seleccionando el comando Crecimiento... del menú Geometría>Barra.

En la Figura 3.8 se puede observar el crecimiento de los pilares introducidos.

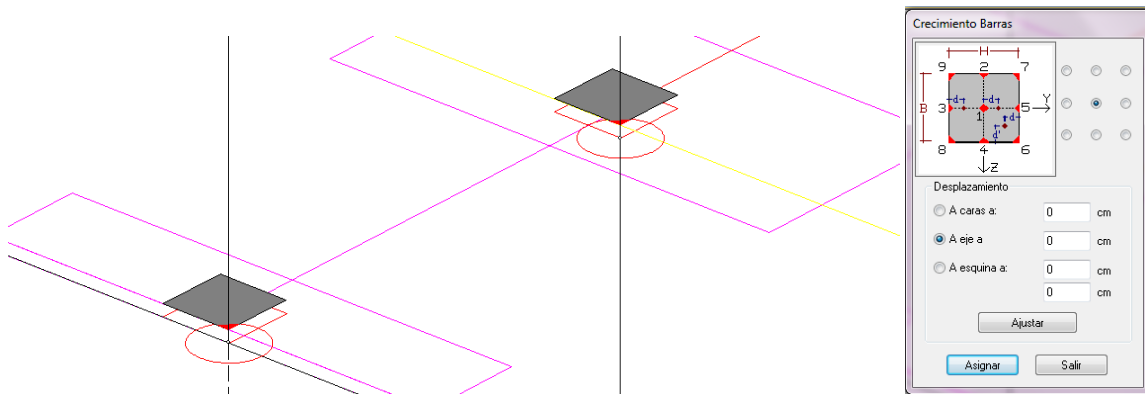


Figura 3.8 – Crecimiento pilares

Muros de sótano-contención

Para definir correctamente los muros de sótano hay que introducir previamente la estructura, como si los muros no existieran, prolongar los pilares hasta la cota inferior de arranque de los muros que posteriormente se definirán como barras ficticias.

Buscamos el Submenú Geometría>Muro Sótano-Contención>Introducir Y seleccionamos gráficamente tres nudos que definan el muro.

Nos aparecerá la viñeta que podemos apreciar en la figura 3.9. En ella definimos las características del muro: Espesor, nombre y crecimiento.

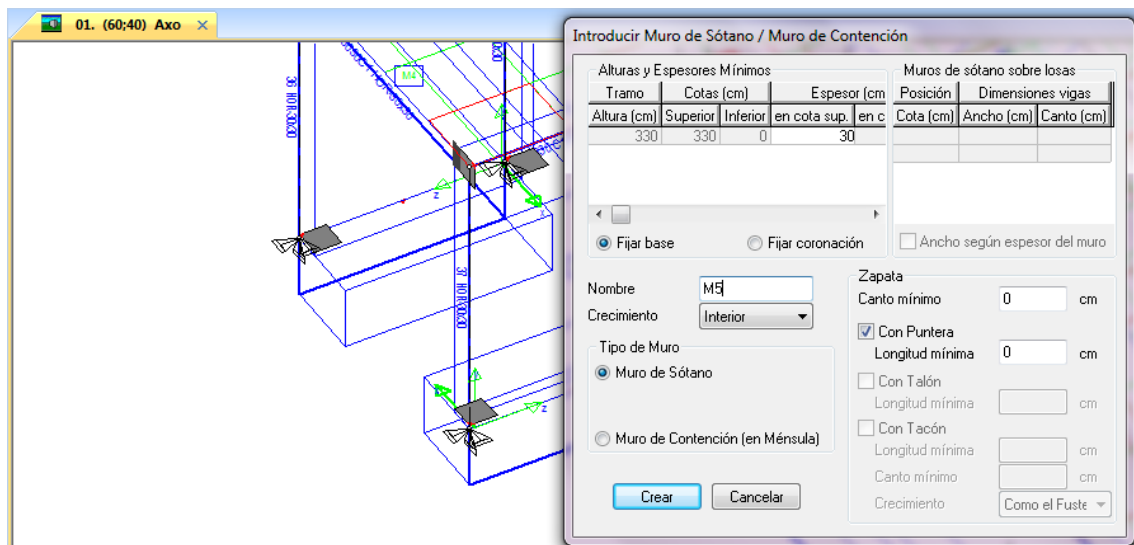


Figura 3.9 – Introducción de Muro de Sótano

Cimentaciones

Para introducir la cimentación transformaremos los apoyos de la cimentación pasando de libres a empotrados, restringiendo los desplazamientos en los tres ejes. Figura 3.10 y 3.11.

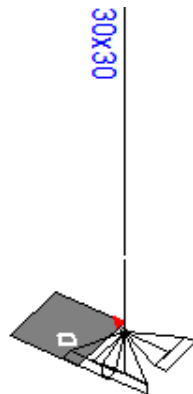


Figura 3.10 – Nudos cimentación

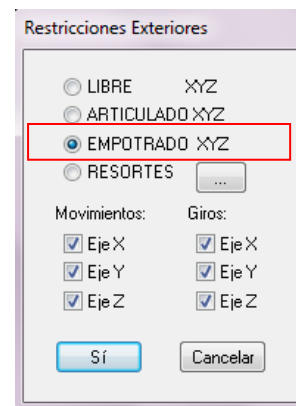


Figura 3.11 – Grados de libertad (empotramiento)

A continuación introducimos las zapatas aisladas y las zapatas combinadas mediante el submenú Geometría>zapata>... y les asignaremos los puntos fijos de crecimiento.

La figura 3.12 muestra las zapatas que hemos introducido.

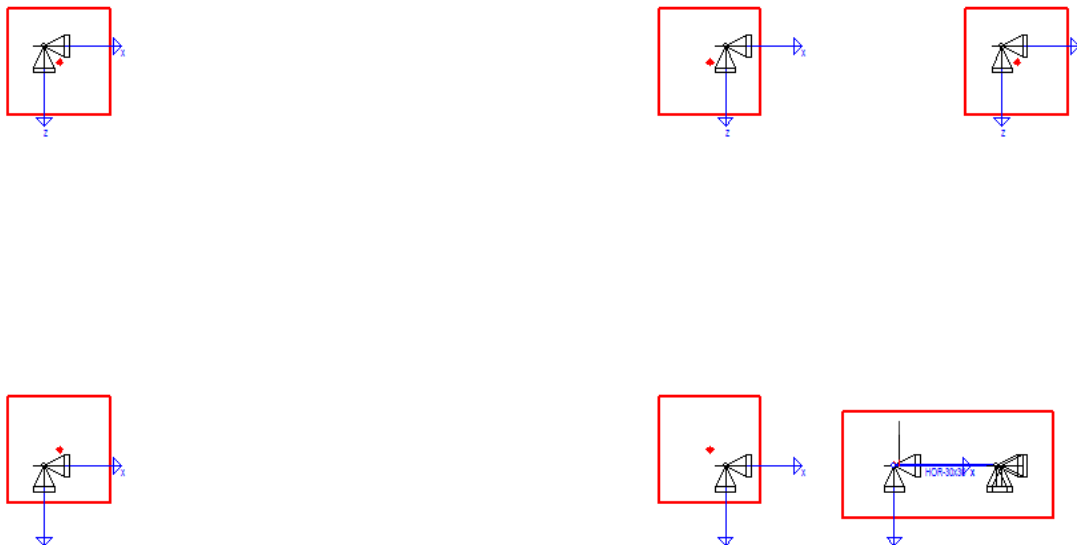


Figura 3.12 – Introducción Zapatas aisladas y combinadas

3.1.3 Estructura horizontal

Forjados

Seleccionamos el submenú Geometría>Reticular-Losa. Dentro de este submenú se encuentran las funciones que permiten introducir, en una estructura, forjados reticulares y de losa, así como zunchos y ábacos.

La figura 3.13 muestra el desplegable con las características del forjado introducido. Una vez definidas las características pasamos a seleccionar los nudos que definen el perímetro del forjado y posteriormente, el origen de los nervios. En la figura 3.14 se observan los forjados de la planta a cota 3,3 m.

Forjado Reticular

Plano: 650
 Nombre: FR650A
 Carga superficial Q(kN/m2):
 2,00 0 G Permanentes
 2,00 1 Q1 Sobrecargas
 0,00 22 S Nieve

Ficha:
 Serie: FR85
 Nombre: 25+5
 Buscar...

Situar el forjado en la cara inferior de las vigas

Vector: 0,0000; -1,0000; 0,0000; Yg-
 Indeformable en su plano (ver Opciones de Cálculo)

separación (cm)
 Longitudinal(X) 85,0 Transversal(Y) 85,0

Zunchos perimetrales
 Predimensionado
 Ficha Predefinida Sección

Ficha predefinida
 Nombre: Buscar...

Sección
 Serie: HOR
 Perfil: 30x30
 Buscar...

Crecimiento
 Interior
 Centrado
 Exterior

Introducir Cancelar

Figura 3.13 – características forjados

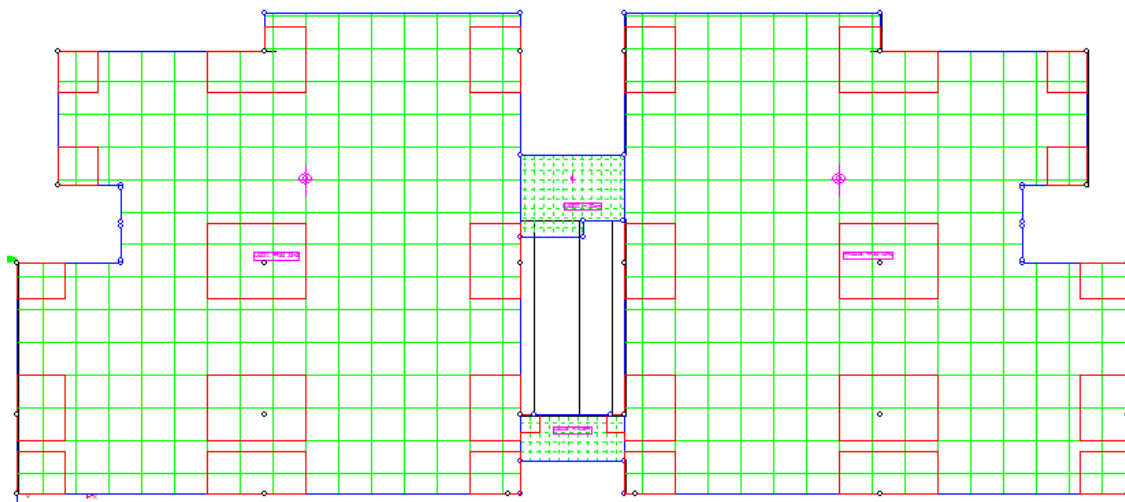


Figura 3.14 – definición forjado reticular-losa.

Definiremos también la sección de los zunchos y su material HOR 30x30 y en el caso del forjado de planta baja, una ficha predefinida en los zunchos que delimiten con el muro sótano. La figura 3.15 muestra la ficha de estos zunchos.

Crear/Modificar Fichas De Zunchos

Nombre: ZM
 Buscar...

Serie: Perfil
 HOR 30x30
 Buscar...

Armaduras Long./Transversal

Montaje Superior: 2 Ø 12mm
 Montaje Inferior: 2 Ø 12mm
 Armadura de Piel: 0 Ø 12mm
 Estribos Yp: 2 Ø 8mm s 30
 Estribos Zp: 2

Rigidez Torsión(%): 100
 Guardar
 Eliminar
 Salir

Figura 3.15 – ficha ZM para zunchos muro sótano.

3.1.4 Elementos de comunicación vertical

Las escaleras se crearán por medio del asistente de creación de escaleras y rampas del programa. Seleccionamos el submenú Geometría>Reticular-Losa>Introducir escalera-rampa.

En el asistente definiremos el número de tramos, la altura, el desarrollo de los tramos, los descansillos, la anchura así como el canto de la escalera, la sección de los zunchos y su crecimiento. Figura 3.16.

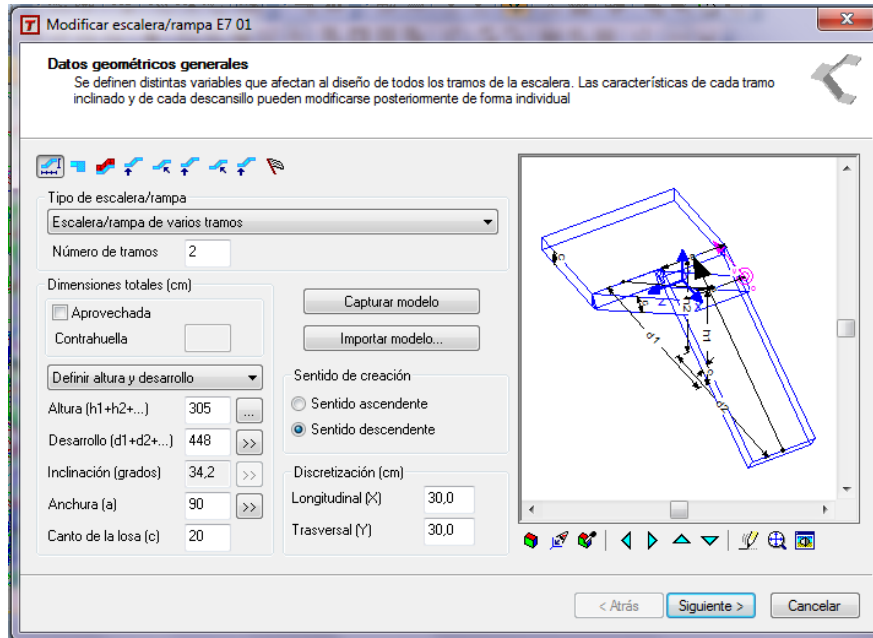


Figura 3.16 – Asistente creación escaleras

En la figura 3.17 podemos observar la geometría de la estructura finalizada y chequeada sin errores.

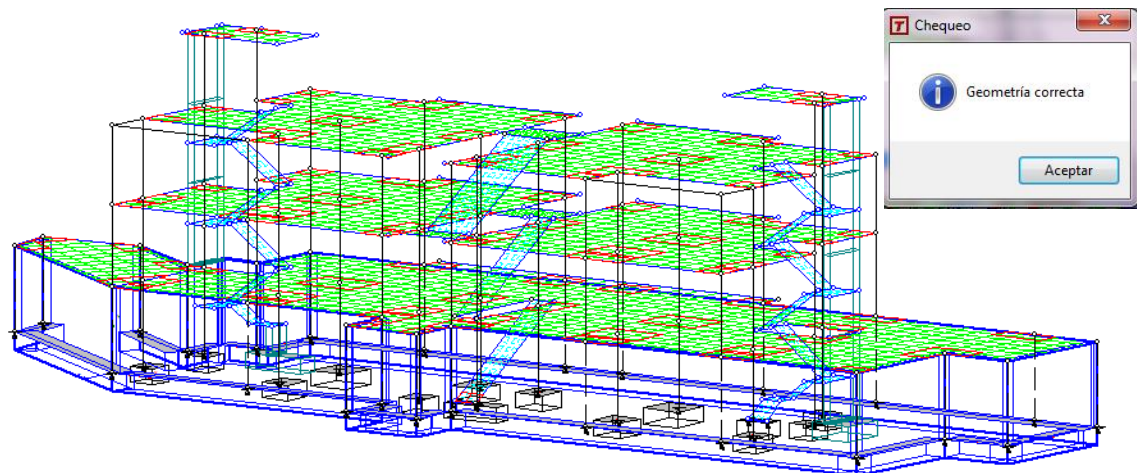


Figura 3.17 – geometría finalizada y chequeada

3.2 Acciones y combinaciones

3.2.1 Introducción de acciones al programa

Acciones sobre la estructura horizontal

Las cargas superficiales se introducen en las opciones del forjado losa. Se debe definir su dimensión, así como la hipótesis en la que se encuentra. G0, Q1, S22, W1, W2, W3, W4, etc.

En el caso de que la losa transcurre por varias zonas, como es el caso del forjado de la planta a cota 330, las cargas superficiales se introducirán mediante el submenú Cargas>Definir. Nos aparecerá el desplegable de la Figura 3.18. En él se puede delimitar la superficie de acción de las cargas superficiales.

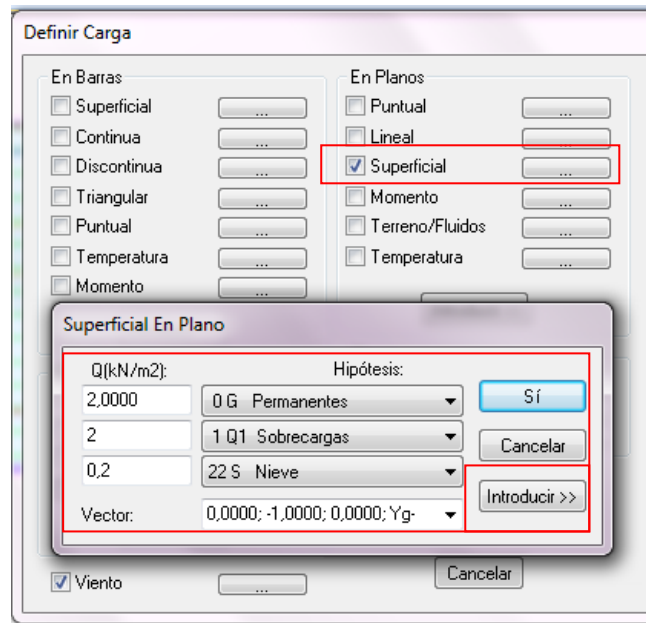


Figura 3.18 – Introducción de cargas superficiales forjado a cota 3,30 m

Las cargas lineales correspondientes a los tabiques se introducen siguiendo el mismo procedimiento.

En la figura 3.19 se pueden observar las cargas lineales correspondientes a la tabiquería ordinaria y los tabicones.

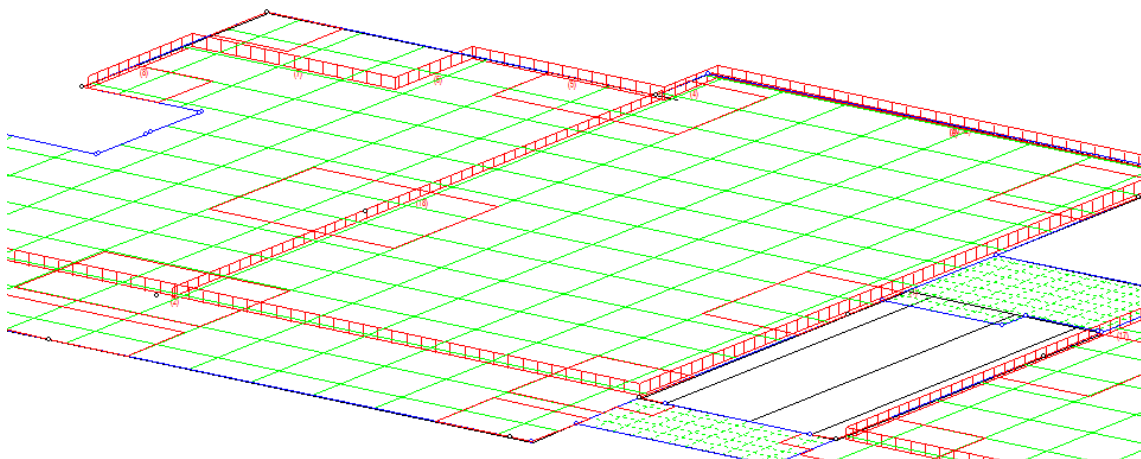


Figura 3.19 – Cargas lineales

Acciones del viento

Las acciones de viento se introducen mediante el submenú Cargas>Definir. Nos aparecerá el desplegable de la figura 3.20 En él se puede calcular rápidamente las acciones del viento siguiendo los pasos del asistente. También nos da la opción de introducir los valores ya calculados manualmente.

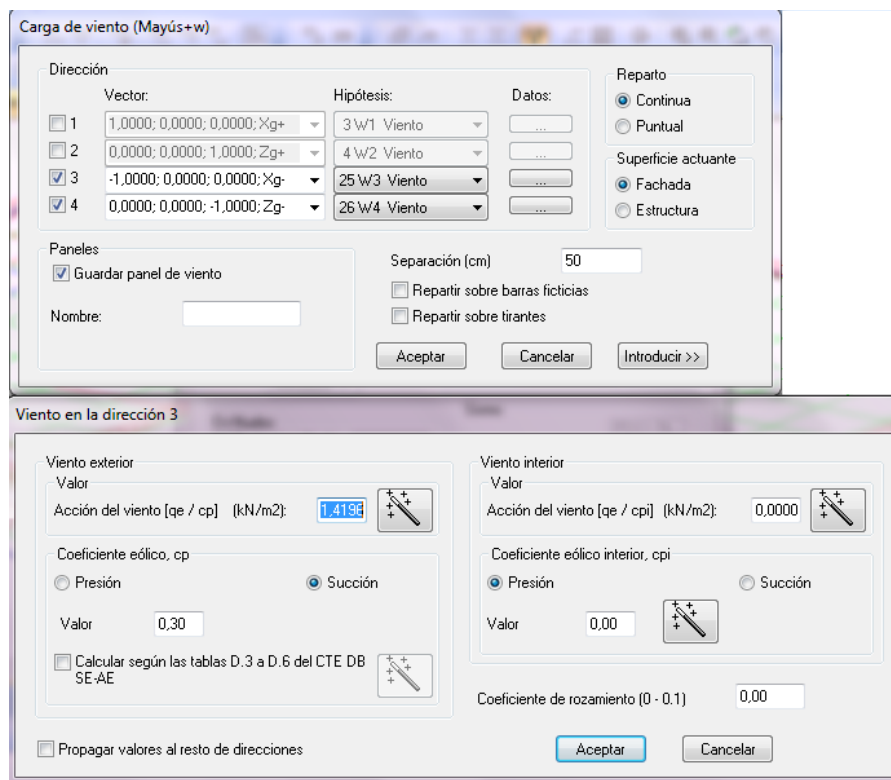


Figura 3.20 – definición de cargas de viento

Se introduce por medio de paneles de viento, los cuales transmiten las cargas de distintas formas, según la elección. En nuestro caso actuará directamente sobre los elementos estructurales.

Los paneles de viento se definen manualmente creando un plano de acción. En la figura 3.21 podemos observar uno de los paneles de viento a los que está sometida la estructura .

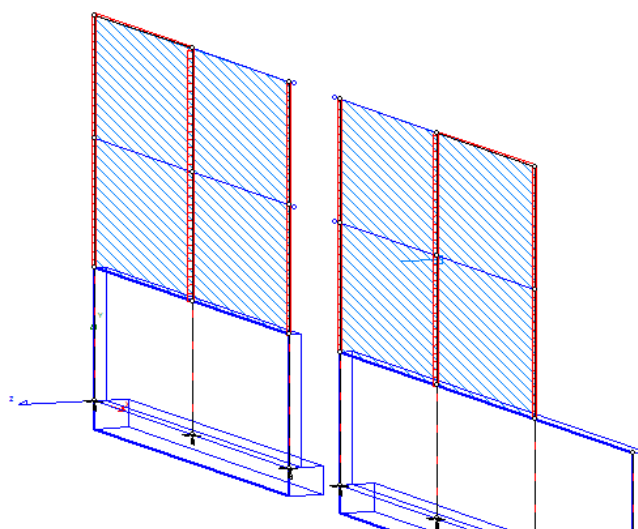


Figura 3.21 – panel de viento V1

Cargas del terreno

Tomamos los datos del estudio geotécnico e introducimos características del terreno en las opciones de cálculo de cimentaciones, muros sótano-contención y muros resistentes.

En nuestro caso introduciremos la Tensión admisible en (MPa) directamente, pues es el dato que nos da el estudio geotécnico, tal cual se puede observar en la figura 3.22.

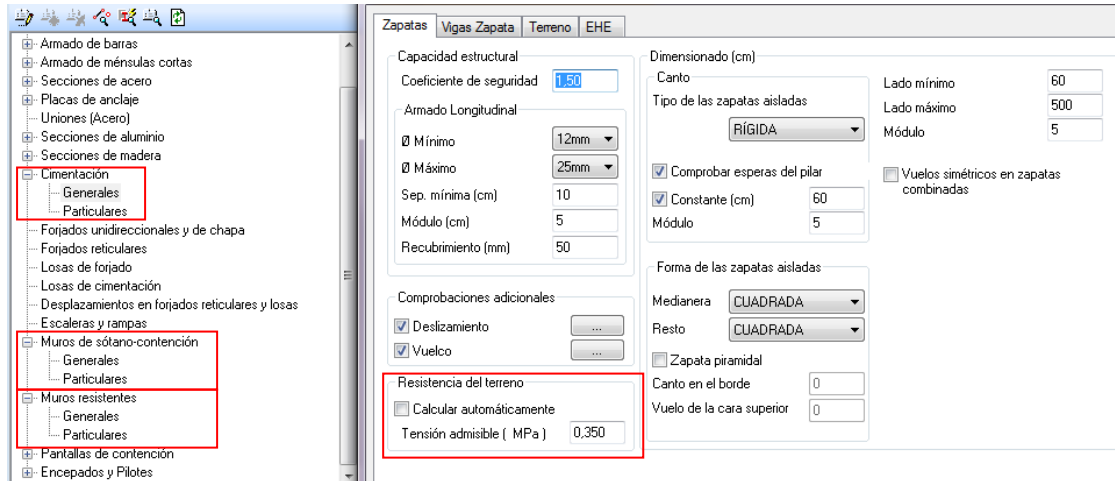


Figura 3.22 – opciones de cálculo, resistencia del terreno.

3.2.2 Acciones

Las acciones establecidas se han tomado siguiendo lo establecido en el CTE DB-SE-AE [1], sobre acciones en la Edificación. El proceso de obtención de estos resultados se describe detalladamente en la memoria de cálculo (Anejo A).

En las siguientes tablas se detallan todas las cargas adoptadas e introducidas en el programa de cálculo.

Forjados a cota 330

Tabla 2.8 – Cargas forjado cota 3,30 m, viviendas

| ZONA VIVIENDAS A COTA 330 | | |
|-----------------------------|---|-----------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Forjado grueso total $\leq 0,30$ m | 4 kN/m ² |
| | Solado (pavimento cerámico) | 1 kN/m ² |
| | Tabiquería ordinaria | 1 kN/m ² |
| | Tabicón <0,09m | 5 kN/m |
| | Albañilería exterior <0,15m | 7 kN/m |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 2 kN/m ² |
| | Reducción de sobrecargas en función de los m ² | 1,4 kN/m ² |

Tabla 2.9 – Cargas forjado cota 3,30 m, zonas comunes

| ZONAS COMUNES A COTA 330 | | |
|-----------------------------|---|-----------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Forjado grueso total $\leq 0,30$ m | 4 kN/m ² |
| | Solado (pavimento cerámico) | 1 kN/m ² |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 3 kN/m ² |
| | Reducción de sobrecargas en función de los m ² | 2,7 kN/m ² |

Tabla 3.0 – Cargas forjado cota 3,30 m, terraza comunitaria

| TERRAZA COMUNITARIA A COTA 3,30 m | | |
|-----------------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Forjado grueso total $\leq 0,30$ m | 4 kN/m ² |
| | Cubierta plana | 1,5 kN/m ² |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso, cubierta transitable | 1 kN/m ² |
| Nieve Hipótesis S22 | | 0,2 kN/m ² |

Fojados a cota 650

Tabla 3.1 – Cargas forjado cota 6,50 m, viviendas

| ZONA VIVIENDAS A COTA 6,50 m | | |
|------------------------------|---|-----------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Forjado grueso total $\leq 0,30$ m | 4 kN/m ² |
| | Solado (pavimento cerámico) | 1 kN/m ² |
| | Tabiquería ordinaria | 1 kN/m ² |
| | Tabicón <0,09m | 5 kN/m |
| | Albañilería exterior <0,15m | 7 kN/m |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 2 kN/m ² |
| | Reducción de sobrecargas en función de los m ² | 1,4 kN/m ² |

Tabla 3.2 – Cargas forjado cota 6,50 m, zonas comunes

| ZONAS COMUNES COTA 6,50 m | | |
|-----------------------------|--|---------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m | 5 kN/m ² |
| | Solado (pavimento cerámico) | 1 kN/m ² |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 3 kN/m ² |

Fojados a cota 955

Tabla 3.3 – Cargas forjado cota 6,50 m, cubierta plana

| CUBIERTA PLANA COTA 9,55 m | | |
|-----------------------------|--|-----------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Forjado grueso total $\leq 0,30$ m | 4 kN/m ² |
| | Zona solado (recrecido, con impermeabilización vista protegida) | 1,5 kN/m ² |
| | Zona tabiques palomeros (faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros) | 3 kN/m ² |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 1 kN/m ² |
| Nieve Hipótesis S22 | | 0,2 kN/m ² |

Fojados a cota 1230

Tabla 3.4 – Cargas forjado cota 12,30 m, cubierta plana acabado gravas

| CUBIERTA PLANA ACABADO GRAVAS COTA 12,30 m | | |
|--|---|-----------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Forjado grueso total $\leq 0,30$ m | 4 kN/m ² |
| | Solado (cubierta plana con acabado en gravas) | 2,5 kN/m ² |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 1 kN/m ² |
| Nieve Hipótesis S22 | | 0,2 kN/m ² |

Elementos de comunicación vertical

Tabla 3.5 – escalera comunitaria

| ESCALERA COMUNITARIA | | |
|-----------------------------|--|-----------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m | 5 kN/m ² |
| | Solado (pavimento cerámico) | 1 kN/m ² |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 3 kN/m ² |
| Nieve Hipótesis S22 | | 0,2 kN/m ² |

Tabla 3.6 – escalera duplex

| ESCALERAS DE USO PRIVATIVO | | |
|-----------------------------|--|---------------------|
| Peso Propio Hipótesis G0 | Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m | 5 kN/m ² |
| | Solado (pavimento cerámico) | 1 kN/m ² |
| Sobrecargas Hipótesis Q1 | Uso | 2 kN/m ² |

Viento

Tabla 3.7 – viento

| | | |
|------------------------|---------|-------------------------|
| Viento Hipótesis W1 | Presión | 0,98 kN/m ² |
| | Succión | -0,56 kN/m ² |
| Viento Hipótesis W2 | Presión | 0,98 kN/m ² |
| | Succión | -0,56 kN/m ² |
| Viento Hipótesis W3 | Presión | 0,98 kN/m ² |
| | Succión | -0,42 kN/m ² |
| Viento Hipótesis W4 | Presión | 0,98 kN/m ² |
| | Succión | -0,42 kN/m ² |

Las cargas de viento se distribuyen siguiendo el esquema representado en la figura 3.23



Figura 3.23 – Esquema de aplicación de cargas de viento

3.2.3 Hipótesis y Combinaciones de acciones

El programa tricalc permite introducir cada tipo de carga en las distintas hipótesis, el programa combina automáticamente las hipótesis de carga según normativas preestablecidas. En nuestro caso, se ha calculado según las combinaciones de acciones descritas en el artículo 4 del CTE DB-SE [1] y el artículo 13.2 y 13.3 de la EHE-08 [2].

3.3 Análisis estructural

El proceso de cálculo de una estructura requiere resolver dos fases diferenciadas: la determinación de esfuerzos y desplazamientos (análisis de la estructura) y el dimensionado y comprobación de los elementos que integran la estructura.

3.3.1 Método de cálculo

El método de cálculo empleado para estructuras de hormigón armado es el método de los Estados Límite. La EHE-08 [2] en el artículo 8.1.1 define los Estados Límite como aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no sirve para algunas de las funciones para las que ha sido proyectada

Los Estados Límite se clasifican en:

- Estados Límite Últimos: Son debidos fallos por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de estabilidad de la estructura, pérdida de equilibrio y acumulación de deformaciones por vibraciones. Comportan un riesgo para las personas,
- Estados Límite de Servicio: En caso de ser superados afectan a los requisitos de funcionalidad, comodidad, confort o aspecto de la construcción. No suponen un riesgo para las personas.
- Estados Límite de Durabilidad: En caso de ser superados se produce una degradación del hormigón o de las armaduras alcanzando límites inaceptables. Se producen por acciones físicas o químicas.

Este método de cálculo se basa en una combinación de hipótesis simples, a los cuales se le aplica unos coeficientes de seguridad. La estabilidad de la estructura quedará garantizada si la reacción estructural es igual o superior a las acciones aplicadas.

La determinación de esfuerzos se ha realizado mediante un análisis lineal de 1º orden translacional y 2º orden intranslacional.

La figura 3.24 muestra las opciones de cálculo de esfuerzos establecidos en el programa.

Figura 3.24 – Opciones de cálculo de esfuerzos

3.3.2 El método matricial

El programa realiza el cálculo de esfuerzos mediante el método matricial de la rigidez. Este método está diseñado para realizar análisis computarizados y consiste en el cálculo de los desplazamientos y giros de todos los nudos de la estructura, y en función de esos se obtienen los esfuerzos (axiles, cortantes y momentos) de cada sección.

La figura 5.6 muestra la expresión general de una matriz de rigidez

$$\begin{Bmatrix} F_1 + R_1 \\ F_2 + R_2 \\ \dots \\ F_n + R_n \end{Bmatrix}_G = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \ddots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}_G \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \dots \\ \delta_n \end{Bmatrix}_G$$

Figura 3.8 – matriz de rigidez

Este método será válido siempre y cuando la estructura cumpla los siguientes principios fundamentales.

- Pequeñas deformaciones: Este principio supone que una estructura no cambia de manera apreciable para la acción de las cargas. Esto nos permite hacer un análisis de 1º orden, con el cual calcularemos los esfuerzos a partir de la geometría inicial, sin deformar. En el caso que las deformaciones sean muy grandes, este principio no será válido y se aplicará un análisis de 2º orden. Un análisis de 2º orden considera los efectos sobre esfuerzos y deformaciones de la estructura provenientes de considerar el equilibrio de estos en la posición deformada.
- Linealidad: Este principio establece que los movimientos y los esfuerzos en cualquier punto de la estructura son funciones lineales de las cargas aplicadas.

Esto suponen que la reacción de tensión-deformación es constante. Este principio se ve invalidado por comportamientos no lineales de los materiales, con estructuras con grandes deformaciones y efectos de los esfuerzos axiales en la rigidez a flexión (pandeo).

- Superposición: Los esfuerzos y movimientos producidos por un sistema de cargas que actúan simultáneamente sobre la estructura, son iguales a la suma de los efectos producidos por cada carga actuando aisladamente. Esto supone que el cálculo por separado de los esfuerzos que actúan en una estructura no varían el resultado final. Este principio será siempre válido mientras se cumpla el principio de linealidad. En el cálculo matricial se utiliza para el cálculo de desplazamientos y giros de los nudos, en los que se aplica las cargas de las barras con sus equivalentes nudos.
- Equilibrio: Establece que si la estructura esta globalmente en equilibrio (cargas y reacciones) también ha de estar cada barra y cada nudo, por separado. Es decir, la suma de los esfuerzos que intervienen y las reacciones será igual a cero.
- Compatibilidad: Los movimientos de los nudos de una estructura son iguales a los movimientos de los extremos de las barras que están ligados a ella.
- Condicionantes del contorno: El equilibrio de la estructura está necesariamente condicionado con el exterior: fuerzas (acciones) y movimientos impuestos (apoyos).
- La solución es única (Teorema de Unicidad de Kirchhoff): Una estructura que está sometida a un conjunto de acciones externas, tanto las deformaciones como los esfuerzos en todas las barras y las reacciones en los apoyos de la estructura son únicos.

Siguiendo los principios descritos, el análisis global de una estructura se puede realizar mediante los siguientes métodos.

- Análisis lineal: Este tipo de análisis está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales que forman la estructura y la consideración del equilibrio de la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar la sección bruta del hormigón para el cálculo de las solicitaciones. Es uno de los métodos de cálculo más utilizados, suponiendo que la respuesta de la estructura es lineal y se acepta la reversibilidad de las deformaciones y la superposición de los efectos originados por las diversas acciones. Se acepta que las deformaciones son pequeñas, no se tiene en cuenta la influencia de los esfuerzos axiales de la rigidez a flexión (se calculan los esfuerzos a partir de la geometría inicial de la estructura), por tanto se utiliza un análisis de 1º orden, con un comportamiento elástico y lineal de los materiales el cual valida el principio de linealidad, de superposición y las deformaciones son reversibles.
- Análisis no Lineal: Es el que tiene en cuenta la no linealidad mecánica, es decir, el comportamiento tensión-deformación no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica. Es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en la situación deformada (análisis de 2º orden). El comportamiento no lineal, invalida el principio de superposición.
- Análisis Lineal con redistribución limitada: Es un proceso simplificado para tener en cuenta el comportamiento real del material (no lineal). Los esfuerzos se determinan mediante los obtenidos en un análisis no lineal, y posteriormente se realizan redistribuciones que satisfagan las condiciones de equilibrio.
- Análisis Plástico: Está basado en un comportamiento plástico, elástico-plástico o rígido-plástico de los materiales. Se trata de incrementar proporcionalmente las cargas que actúan sobre la estructura, de manera que se produzcan sucesivas rotulas plásticas (secciones con libertad de giro).

3.3.3 Opciones de cálculo

En este apartado se especifican las características y opciones de cálculo para la comprobación de la estructura.

Se ha buscado homogeneizar los diámetros de toda la estructura para facilitar la ejecución. Como resultado se han elegido los siguientes diámetros de barras.

Armatura de montaje = $\varnothing 10$

Armatura de refuerzo = $\varnothing 12, 16$ y 20

Armatura de estribos = $\varnothing 8$ y 10

La elección de estos diámetros son el resultado de la elección de los diámetros más utilizados en estos tipos de construcciones.

Armado de barra

Para una ejecución más fácil se ha elegido $\varnothing 10$ para las armaduras de piel y montaje.

La armadura longitudinal de refuerzo de pilares será de $\varnothing 12$ y 16 , y la de vigas $\varnothing 12$, $\varnothing 16$ y $\varnothing 20$.

Los estribos se ejecutarán con armadura de $\varnothing 8$ y 10 , con una separación mínima de 10cm para facilitar el vibrado del hormigón.

El recubrimiento nominal se establece según el artículo 37 de la EHE-08 [2]. Que se calcula según la siguiente fórmula $r_{nom} = r_{min} + \Delta_r$. Aplicando esta fórmula se ha obtenido un recubrimiento nominal de 25mm pero, por motivos de durabilidad, se ha aumentado hasta 35 mm.

El diámetro máximo de la fisura va en función del tipo de ambiente y se calcula según la Tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 [2]. Para una clase de exposición IIa establece una abertura de la fisura máxima de 0,3 mm.

Las flechas se establecen según el artículo 4.3.3 del DB SE del CTE [1]. Se limita la flecha relativa a 1/400 para pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.

En las figuras 3.25, 2.26, 3.27, 2.28, 3.29 y 3.30 se muestran las opciones de cálculo del armado de barras.

Figura 3.25

Figura 3.26

Figura 3.27 shows the 'Longitudinal Vigas' and 'Longitudinal Pilares' settings. It includes fields for minimum and maximum diameter (8mm and 10mm), minimum and maximum spacing (10cm and 60cm), and a modulus of 5cm. A 'Simetría' checkbox is checked. Below, there is a section for 'Armaduras de suspensión en vigas (cargas colgadas)' with a bar chart and percentage input (0, 50, 100). Buttons for 'Aceptar' and 'Cancelar' are at the bottom.

Figura 3.27

Figura 3.28 shows deflection and reinforcement options. It includes 'Opciones' for weight and reinforcement percentages, and 'Tipo de flecha a limitar' with checkboxes for total and active deflection. A 'Definición de flecha' section has checkboxes for relative and absolute deflection. Buttons for 'Aceptar' and 'Cancelar' are at the bottom.

Figura 3.28

Figura 3.29 shows reinforcement and torsion settings. It includes fields for longitudinal reinforcement cover (8mm), crack width (0.30), moment redistribution (15%), and minimum positive bending moment (16%). Checkboxes for 'Comprobación a Torsión', 'Flexión lateral', and 'Permitir envolvente de armados' are present. Buttons for 'Aceptar' and 'Cancelar' are at the bottom.

Figura 3.29

Figura 3.30 shows second-order effects and amplification coefficients. It includes sections for 'Combinaciones de esfuerzos de primer orden', 'Combinaciones de esfuerzos de segundo orden', and 'Pandeo de Pilares'. It also has a section for 'Coeficientes de Amplificación' with input fields for wind and seismic effects. A diagram of a column cross-section is shown. Buttons for 'Aceptar' and 'Cancelar' are at the bottom.

Figura 3.30

Figuras 5.7 a 6.3 – Opciones de cálculo armado de barras

Forjados reticulares

Se ha fijado un armado base superior e inferior de nervios de 1 \varnothing 10. La función de este armado es darle continuidad al armado de toda la estructura, dotar a los nervios de una resistencia mínima para toda clase de esfuerzos y facilitar la puesta en obra de los armados de refuerzo.

La armadura longitudinal de refuerzo de los nervios será de \varnothing 12 y 16. Los estribos se ejecutarán con armadura de \varnothing 8 y 10, con una separación mínima de 10 cm para facilitar el vibrado del hormigón.

Los abacos tienen la función de resistir los esfuerzos de punzonamiento y los esfuerzos de cortante y momento negativo que son máximos en los apoyos. Para ello se ha dispuesto una armadura mínima en abacos longitudinal de $\varnothing 12$ y 16 . Para los esfuerzos de punzonamiento se han dispuesto crucetas con armadura mínima longitudinal de $\varnothing 12$ y 16 y estribos de $\varnothing 8$ y 10 con una separación mínima de 10 cm.

El recubrimiento nominal se establece según el artículo 37 de la EHE-08 [2]. Que se calcula según la siguiente fórmula $r_{nom} = r_{min} + \Delta_r$. Aplicando esta fórmula se ha obtenido un recubrimiento nominal de 25 mm pero, por motivos de durabilidad, se ha aumentado hasta 35 mm.

El diámetro máximo de la fisura va en función del tipo de ambiente y se calcula según la Tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 [2]. Para una clase de exposición IIa establece una abertura de la fisura máxima de $0,3$ mm.

Se ha comprobado la torsión de los zunchos.

En las figuras 3.31, 3.32, 3.33, 3.34 y 3.35 se muestran las opciones de cálculo de los forjados reticulares.

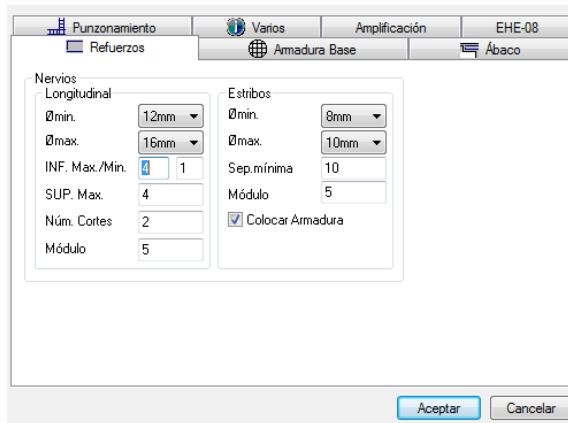


Figura 3.31

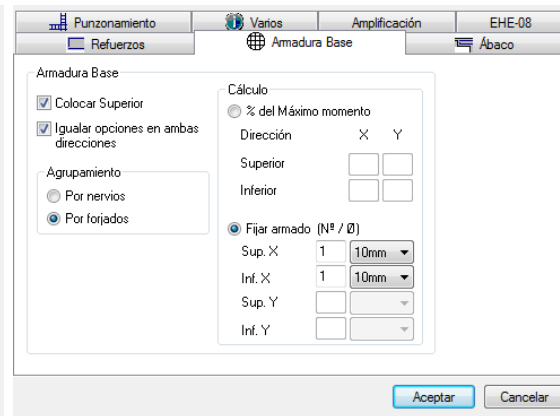


Figura 3.32

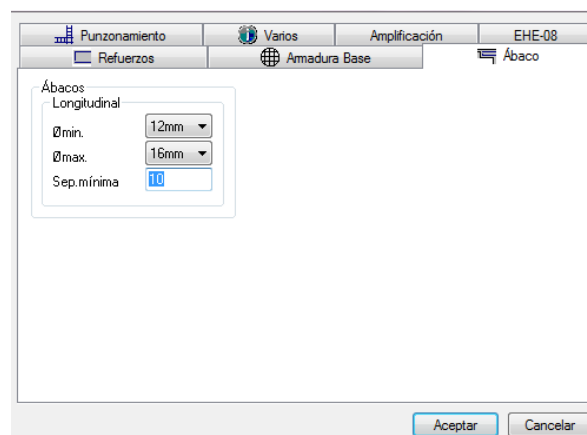


Figura 3.33

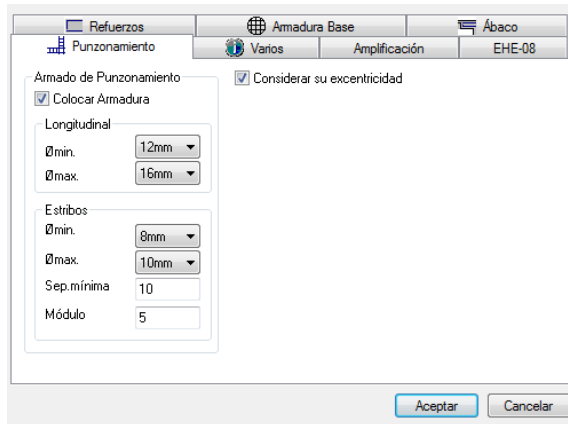


Figura 3.34

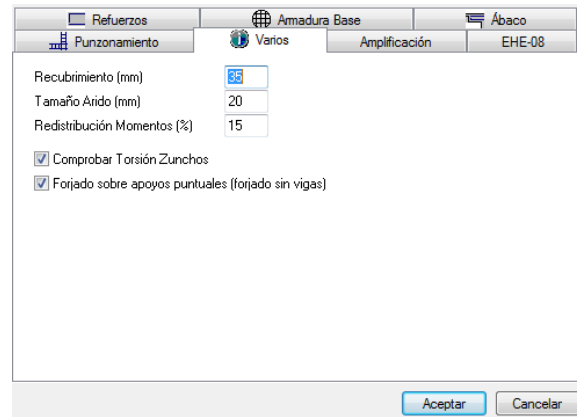


Figura 3.35

Figuras 3.31 a 3.35 – Opciones de cálculo forjado reticular

Losas de forjado

Las opciones elegidas son las mismas que para los forjados reticulares. La diferencia radica en el armado base. Se ha fijado un armado base superior e inferior de $\varnothing 10$ cada 25 cm

En las figuras 3.36, 3.37, 3.38, 3.39 y 3.40 se muestran las opciones de cálculo de las losas de forjado.

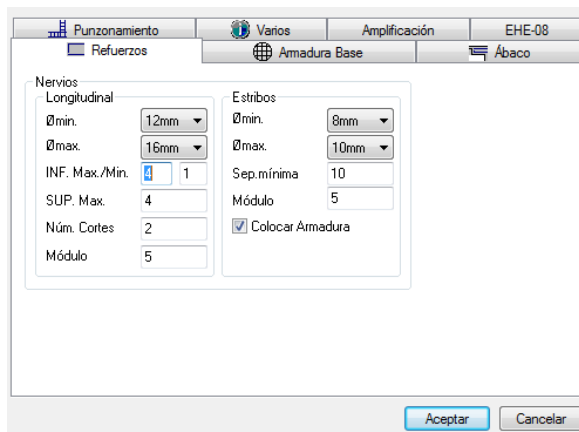


Figura 3.36

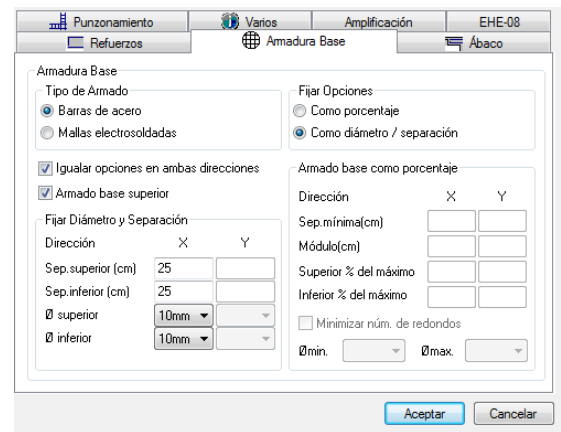


Figura 3.37

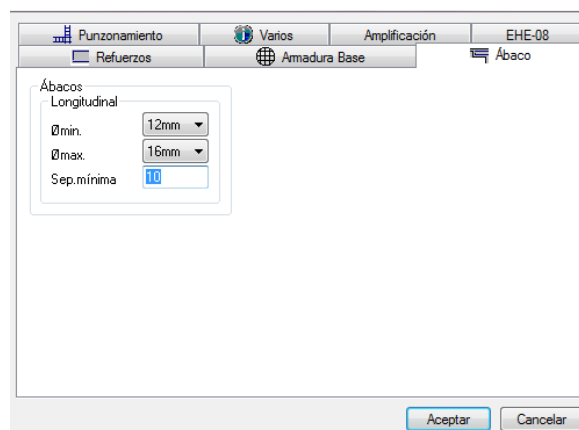


Figura 3.38

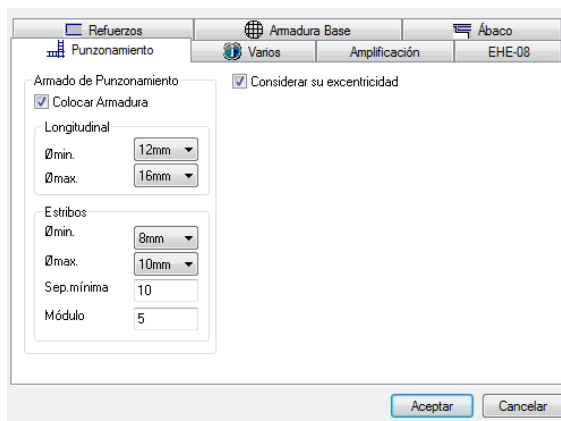


Figura 3.39

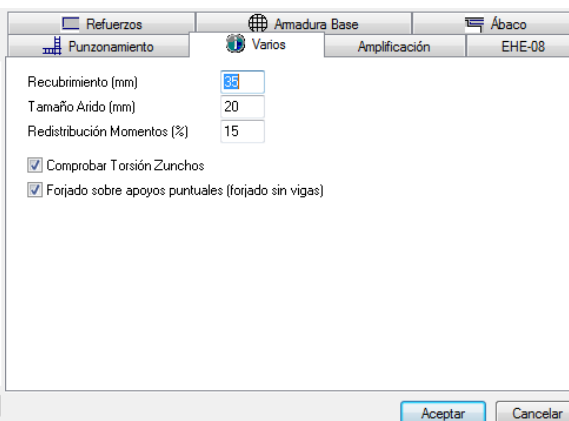


Figura 3.40

Figuras 3.36 a 3.40 – Opciones de cálculo losa de forjado

Cimentación

Para el cálculo del armado de las cimentaciones el programa utiliza como coeficiente de seguridad para las combinaciones utilizadas en los cálculos, aquel que se le indique en vez de los ya definidos para mayoración de las hipótesis, de modo que se ha establecido el mayor de dichos coeficiente, que es 1'50.

El armado longitudinal de las zapatas aisladas y combinadas será de $\varnothing 12$ y 16 con una separación mínima de 10 cm.

El recubrimiento nominal se establece según el artículo 37 de la EHE-08 [2]. Que se calcula según la siguiente fórmula $r_{nom} = r_{min} + \Delta_r$. Para una clase de exposición ambiental de IIa la normativa requiere unos recubrimientos mínimos de 25 mm pero estos se han aumentado a 50 mm. Aumentar este recubrimiento no supone un aumento del presupuesto de la estructura, pero sí un aumento de su durabilidad.

El diámetro máximo de la fisura va en función del tipo de ambiente y se calcula según la Tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 [2]. Para una clase de exposición IIa establece una abertura de la fisura máxima de 0,3 mm.

Las zapatas se han dimensionado como zapatas rígidas, con base cuadrada. Tendrán una dimensión mínima de 60 cm de lado y máxima de 500 cm. Para simplificar la ejecución y evitar errores se ha dispuesto una profundidad constante para todas las zapatas de 60 cm.

Se ha comprobado el vuelco así como el deslizamiento considerando el empuje pasivo para asimilar el cálculo lo más posible a la realidad. Los coeficientes de seguridad se establecen según la tabla 2.1 sobre coeficientes de seguridad parciales de materiales del capítulo 2 del CTE DB-SE [1].

Se ha establecido una tensión admisible de 0,350 MPa, dato establecido en el estudio geotécnico. El resto de características del terreno tal cual se muestra en la figura 3.41

En las figuras 3.42 se muestran las opciones de cálculo de las zapatas.

| Características del terreno | Valor |
|---|-----------------------------------|
| Naturaleza | Terreno |
| γ_d Densidad seca (kN/m ³) | 20,00 |
| γ_m Densidad aparente (kN/m ³) | 22,20 |
| γ_{sum} Densidad sumergida (kN/m ³) | 18,00 |
| c' Cohesión aparente (kN/m ²) | 35,00 |
| q_u Resistencia a la compresión simple (kN/m ²) | 120,00 |
| ϕ' Ángulo de rozamiento interno (grados) | 33,00 |
| δ' Ángulo de rozamiento terreno-cimiento (grados) | 2/3 · ϕ' = 22,00 |
| Coefficiente de rozamiento cimiento-terreno | 2/3 · $\tan \delta'$ = 0,43 |
| Coefficiente de balasto vertical placa 30x30 (MPa/m) | 120,04 |
| Presión vertical efectiva del terreno, q'_o (MPa) | 0,015 |
| Coefficiente (factor) de resistencia al hundimiento del terreno | 3,00 |
| Profundidad de la parte superior de la zapata (cm) | 20 |
| <input type="checkbox"/> Nivel Freático | Cota del Nivel Freático (cm) 0,00 |

Figura 3.41 – características del terreno

| Opciones de cálculo cimentación | Valor |
|--|----------|
| Capacidad estructural | |
| Coefficiente de seguridad | 1,60 |
| Armado Longitudinal | |
| ϕ Mínimo | 12mm |
| ϕ Máximo | 16mm |
| Sep. mínima (cm) | 10 |
| Módulo (cm) | 5 |
| Recubrimiento (mm) | 50 |
| Comprobaciones adicionales | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Deslizamiento | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Vuelco | |
| Resistencia del terreno | |
| <input type="checkbox"/> Calcular automáticamente | |
| Tensión admisible (MPa) | 0,350 |
| Dimensionado (cm) | |
| Canto | |
| Tipo de las zapatas aisladas | RÍGIDA |
| Lado mínimo | 60 |
| Lado máximo | 500 |
| Módulo | 5 |
| <input checked="" type="checkbox"/> Comprobar esperas del pilar | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Constante (cm) | 60 |
| Módulo | 5 |
| <input type="checkbox"/> Vuelos simétricos en zapatas combinadas | |
| Forma de las zapatas aisladas | |
| Medianera | CUADRADA |
| Resto | CUADRADA |
| <input type="checkbox"/> Zapata piramidal | |
| Canto en el borde | 0 |
| Vuelo de la cara superior | 0 |

Figura 3.42 – Opciones de cálculo cimentación

Muro de sótano-contención

Se ha realizado la comprobación y cálculo de los muros de sótano y contención con un coeficiente de seguridad de 1,6.

El armado se ha calculado con barras de acero con diámetros de $\phi 12$ y $\phi 16$ con una separación mínima de 10 cm.

El recubrimiento del muro será de 35 cm y de las zapatas corridas de 50 cm.

El diámetro máximo de la fisura va en función de el tipo de ambiente y se calcula según la Tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 [2]. Para una clase de exposición IIa establece una abertura de la fisura máxima de 0,3 mm.

Las zapatas se han dimensionado como zapatas rígidas. Para simplificar la ejecución y evitar errores se ha dispuesto una profundidad constante para todas las zapatas de 60 cm.

Se ha comprobado el vuelco así como el deslizamiento considerando el empuje pasivo para asimilar el cálculo lo más posible a la realidad. Los coeficientes de seguridad se establecen según la tabla 2.1 sobre coeficientes de seguridad parciales de materiales del capítulo 2 del CTE DB-SE [1].

Se ha establecido una tensión admisible de 0,280 MPa, dato establecido en el estudio geotécnico. El resto de características del terreno tal cual se muestra en la figura 3.43.

Se han introducido en el programa las características de las capas R y capa A, descritas en el estudio geotécnico, para calcular los empujes producidos por las tierras en el trasdós del muro. Se puede apreciar en la figura 3.44.

En las figuras 3.43, 3.44 y 3.45 se muestran las opciones de cálculo de los muros de sótano.

Dimensionado Empujes Resistencia

Capacidad estructural
 Coeficiente de seguridad **1,60**
 Tipo de Armado
 Barras de acero
 Mallas electrosoldadas
 Ø Mínimo **12mm**
 Ø Máximo **16mm**
 Módulo separaciones (cm) 5
 Separación mínima (cm) 10
 Fisuración
 Comprobar
 Aumentar armado si falla
 Fisura (0,1mm - 0,4mm) 0,30
 Recubrimientos (mm)
 Muro 35 Zapata 50

Comprobación a vuelco
 Coeficiente de seguridad (acciones estabilizadoras) 0,90
 Coeficiente de seguridad (acciones desestabilizadoras) 1,80
 Comprobación a deslizamiento
 Considerar el empuje pasivo
 Coeficiente de seguridad al deslizamiento 1,50
 Coeficiente reductor del empuje pasivo 0,60
 Zapata
 Canto constante (cm) 60
 Profundidad de la parte superior de la zapata (cm) 0
 Tipo de Zapata **RÍGIDA**
 Calcular la resistencia del terreno:
 Tensión admisible del terreno (MPa) 0,280
 Coeficiente (factor) de resistencia al hundimiento del terreno 2,00
 Presión vertical efectiva del terreno, q₀ (MPa)

Aceptar Cancelar

Figura 3.43 – dimensionado

Dimensionado Empujes Resistencia

Terreno situado en el trasdós del muro

Estratos del terreno
 Importar de los Estratos Generales de la Estructura

| Cota sup. | Espesor (cm) | Tipo de terreno |
|-----------|--------------|-----------------|
| 0 | 50 | CAPA R |
| -50 | | CAPA A |

 Añadir... Editar... Eliminar

Nivel Freático
 Cota del Nivel Freático (cm)
 Densidad del Agua (kN/m³)
 Sobrecarga (kN/m²) 0,00
 Ángulo de Inclinación del Terreno (grados) 0,00
 Cota de la rasante
 Valor(cm): 0
 Cota superior del muro

Aceptar Cancelar

Figura 3.44 – empujes

Dimensionado Empujes Resistencia

Terreno situado bajo el cimiento

Descripción Copiar de...

Características del terreno
 Naturaleza
 Terreno Roca

| | |
|--|----------------|
| γ _d Densidad seca (kN/m ³) | 20,00 |
| γ _n Densidad aparente (kN/m ³) | 22,20 |
| γ _{sum} Densidad sumergida (kN/m ³) | 18,00 |
| c' Cohesión aparente (kN/m ²) | 35,00 |
| q _u Resistencia a la compresión simple (kN/m ²) | 120,00 |
| θ' Ángulo de rozamiento interno (grados) | 33,00 |
| δ' Ángulo de rozamiento terreno-cimiento (grados) | 2/3 : 0° 22,00 |
| Coeficiente de rozamiento cimiento-terreno | 2/3 : tg 0,43 |
| Coeficiente de balasto vertical placa 30x30 (MPa/m) | 120,04 |

Nivel Freático
 Cota del Nivel Freático (cm)
 Densidad del Agua (kN/m³)
 Sobrecarga (kN/m²)
 Ángulo de Inclinación del Terreno (grados)

Aceptar Cancelar

Figura 3.45 – resistencia del terreno

Muros resistentes

No se ha considerado la excentricidad por crecimiento del muro superior. Se habría considerado en caso de haberse realizado con piezas de mampostería.

El armado se ha calculado con barras de acero con diámetros de $\varnothing 12$ y $\varnothing 16$ con una separación mínima de 10 cm.

El recubrimiento del muro será de 35 cm y de las zapatas corridas de 50 cm.

El diámetro máximo de la fisura va en función del tipo de ambiente y se calcula según la Tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 [2]. Para una clase de exposición IIa establece una abertura de la fisura máxima de 0,3 mm.

Las zapatas se han dimensionado como zapatas rígidas. Para simplificar la ejecución y evitar errores se ha dispuesto una profundidad constante para todas las zapatas de 60 cm.

Se ha comprobado el vuelco así como el deslizamiento considerando el empuje pasivo para asimilar el cálculo lo más posible a la realidad. Los coeficientes de seguridad se establecen según la tabla 2.1 sobre coeficientes de seguridad parciales de materiales del capítulo 2 del CTE DB-SE [1].

Se ha establecido una tensión admisible de 0,280 MPa, dato establecido en el estudio geotécnico. El resto de características del terreno tal cual se muestra en la figura 3.48.

En las figuras 3.46, 3.47, 3.48 y 3.49 se muestran las opciones de cálculo de los muros resistentes.

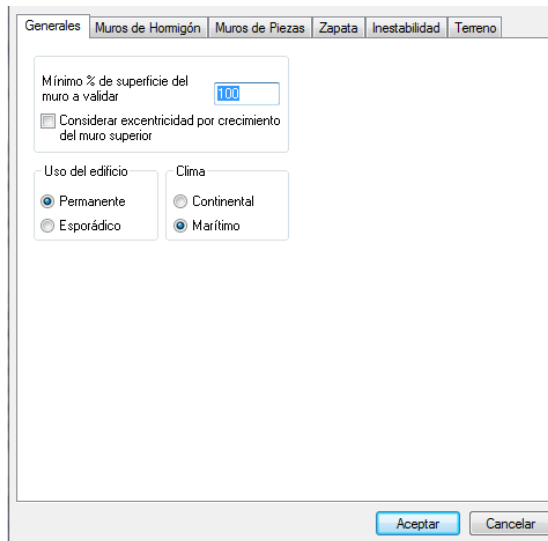


Figura 3.46 – dimensionado

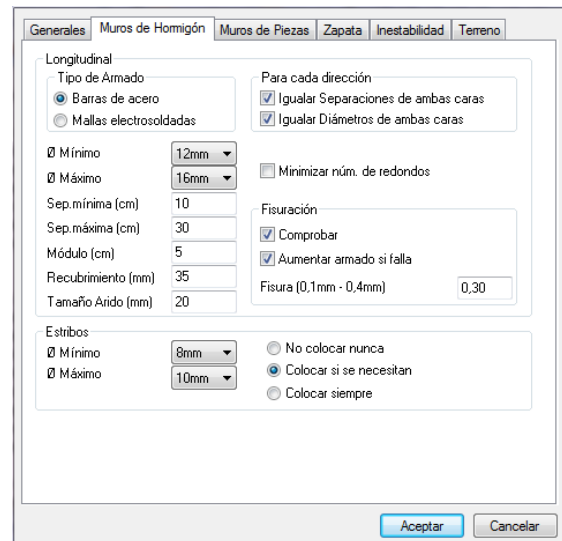


Figura 3.47 – empujes

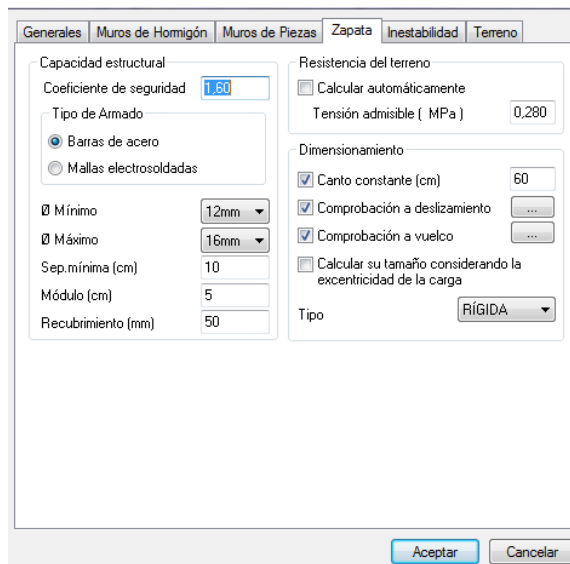


Figura 3.48 – resistencia del terreno

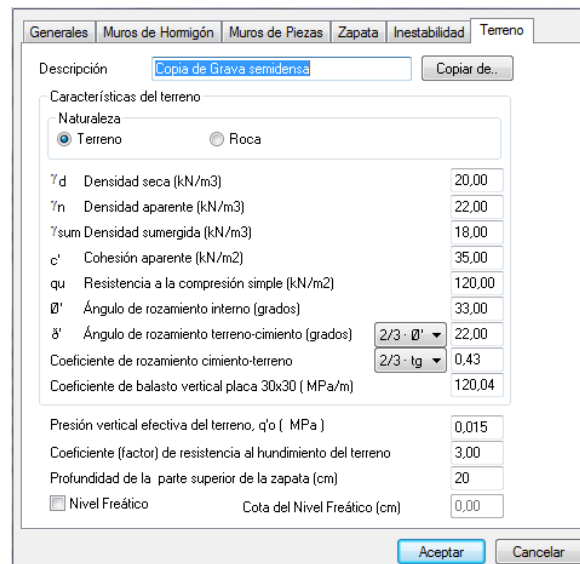


Figura 3.49 – resistencia del terreno

3.4 Cálculo y correcciones.

Una vez establecidos los criterios de cálculo e introducidos en el programa hemos pasado a la fase de cálculo.

En primer lugar se ha realizado un cálculo en modo 1 vez, y se han analizado y corregido los errores hasta llegar a la solución definitiva.

En la tabla 3.8 se exponen los errores surgidos y la solución implementada.

Tabla 3.8 – errores y soluciones

| Error | Elemento estructural | Descripción | Soluciones |
|--|---|---|---|
| Resistencia | Nervios, zunchos, pilares, muros y zapatas. | El armado es insuficiente para resistir los esfuerzos calculados. | Aumentar el diámetro de la armadura o el número de redondos. |
| Agotamiento del hormigón debido al cortante | Zunchos y pilares. | La sección de hormigón es insuficiente para resistir los esfuerzos de cortante. | Aumentar sección. Aumentar resistencia del hormigón. |
| Resistencia a torsión (estribos insuficientes) | Zunchos y pilares. | El armado transversal es insuficiente para resistir los esfuerzos de torsión. | Reducir la distancia mínima entre armado de estribos. Aumentar el diámetro de los estribos. |
| Fisuración excesiva | Zunchos, pilares, muros y zapatas. | Las fisuras de los elementos son superiores a los especificados en las opciones de cálculo. | Aumentar el diámetro de la armadura o el número de redondos. Reducir la distancia mínima entre armado de estribos. |
| Flecha | Forjados | La deformación es superior al límite establecido en las opciones de cálculo. | Aumentar el diámetro de la armadura o el número de redondos. |

3.5 Comprobaciones y resultado final

Una vez corregidos los errores de cálculo pasamos a comprobar los resultados obtenidos. Analizaremos las gráficas de momentos flectores, torsores, cortantes, axiles y las deformaciones debidas a los esfuerzos y comprobaremos que los resultados están dentro de los límites impuestos por la normativa y el sentido común.

3.5.1 Gráficas de desplazamientos

Podemos apreciar en las Figuras 3.50, 3.51 y 3.52 como los mayores desplazamientos se encuentran en el badalot, puesto que se encuentra aproximadamente 3 metros en voladizo.

Comprobamos que los desplazamientos no superen 1 cm en toda la estructura, cumpliendo los límites establecidos en el artículo 50 de la EHE-08 [2].

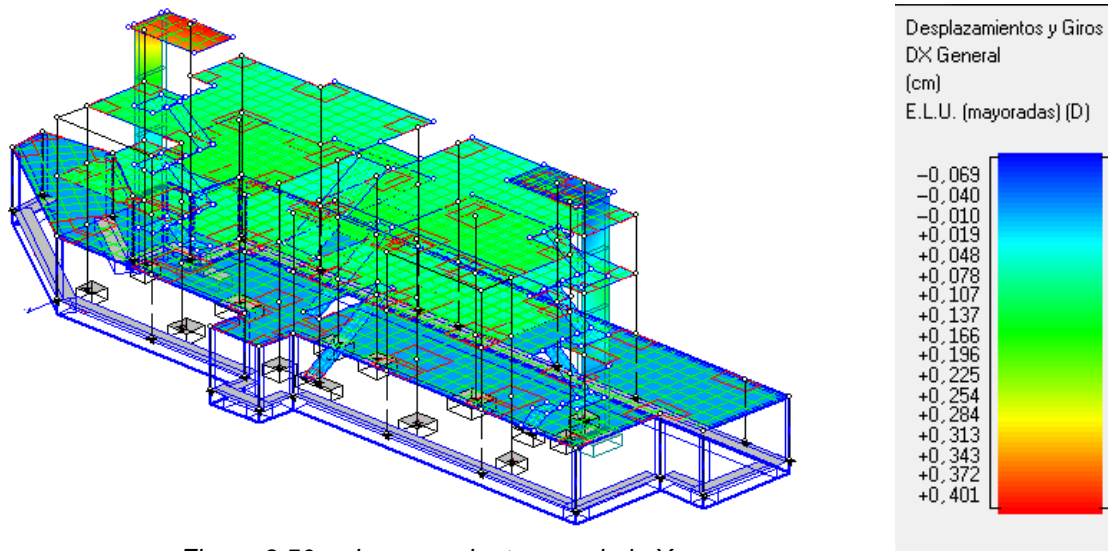


Figura 3.50 – desplazamientos en el eje X

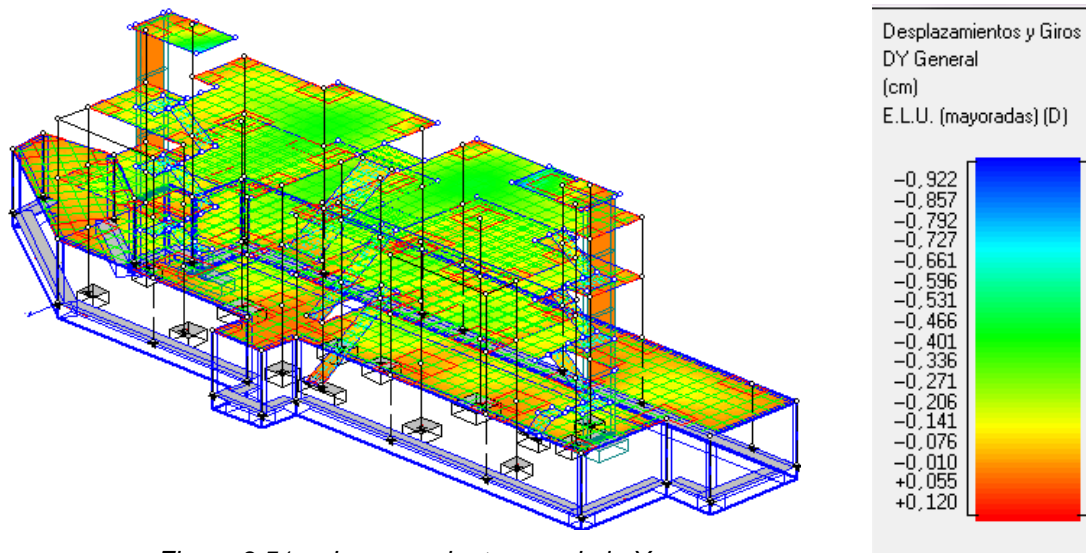


Figura 3.51 – desplazamientos en el eje Y

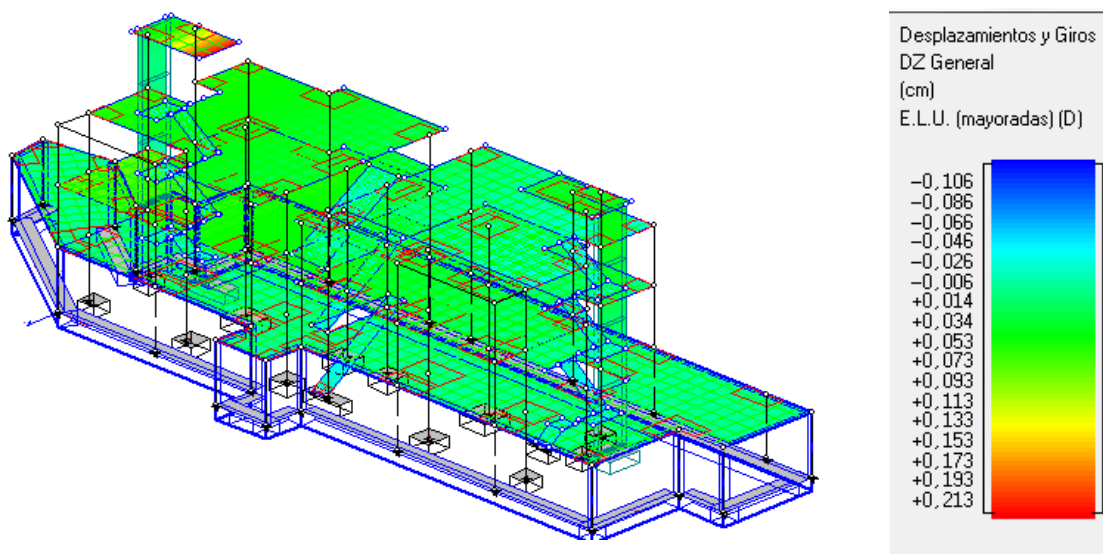


Figura 3.52 – desplazamientos en el eje Z

3.5.2 Gráfica de momentos flectores

En las siguientes figuras se pueden observar los momentos flectores de cada planta y los momentos máximos registrados, positivos y negativos.

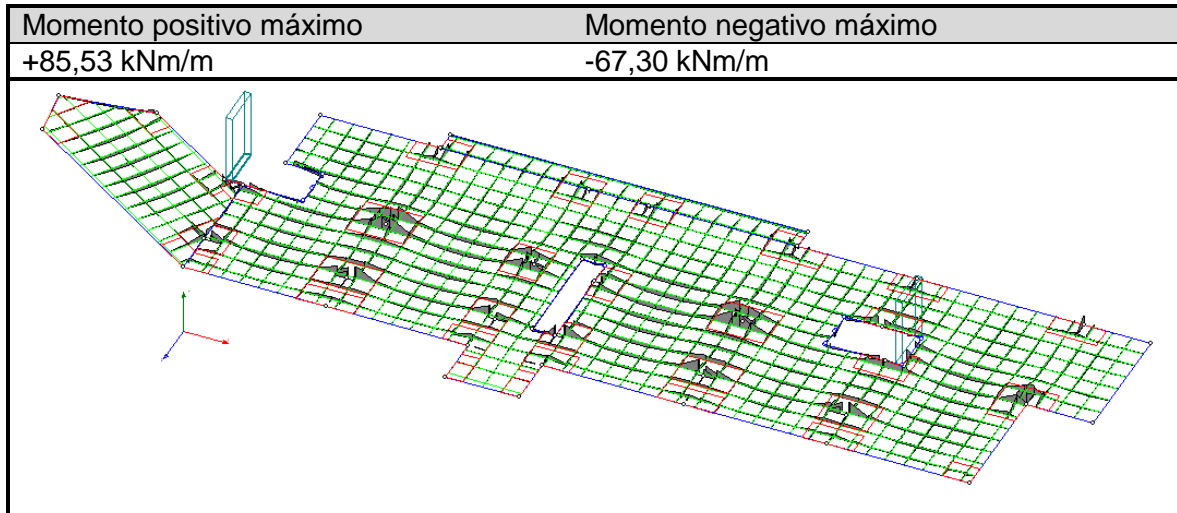


Figura 3.53 – Momentos flectores plano 3,30 m

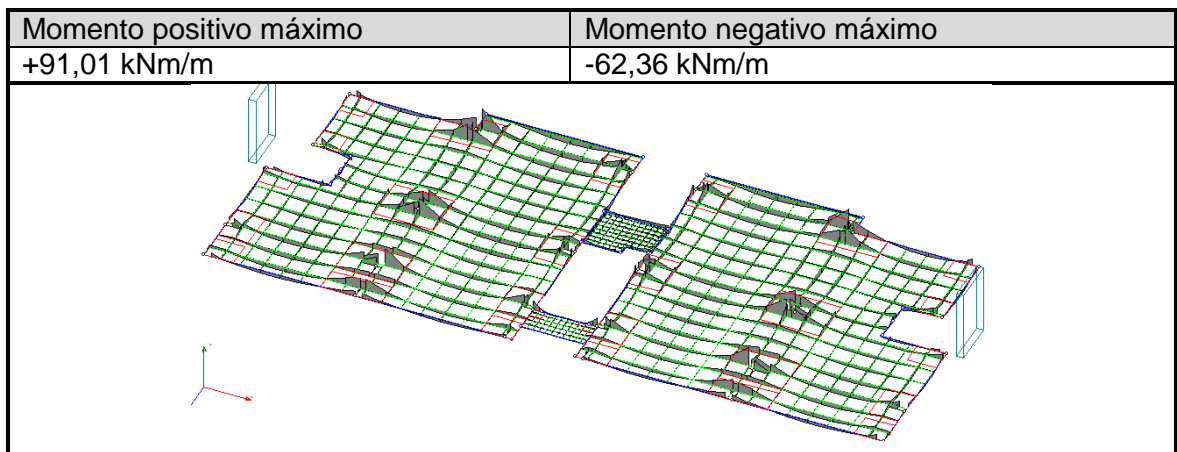


Figura 3.54 – Momentos flectores plano 6,50 m

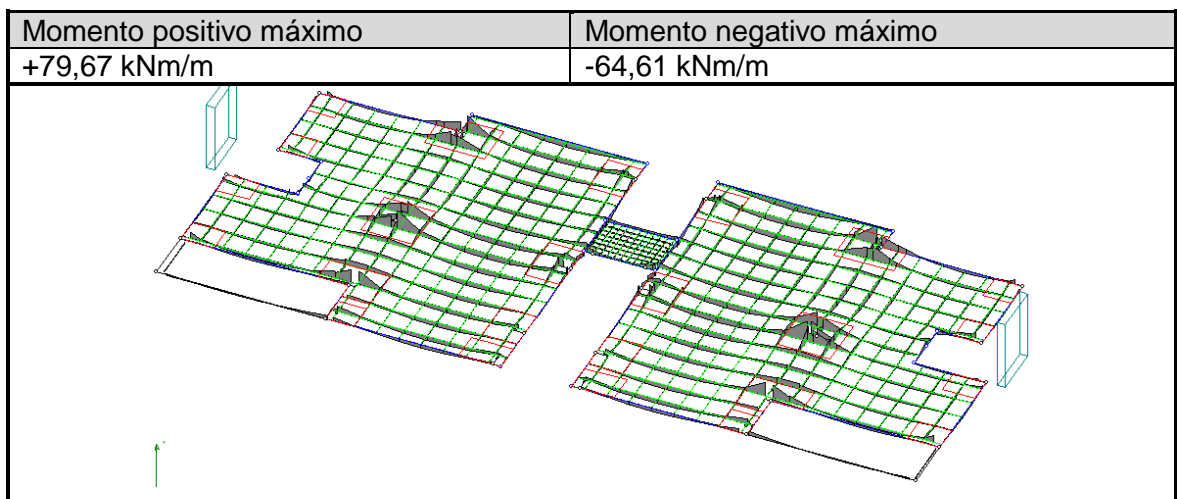


Figura 3.55 – Momentos flectores plano 9,55 m

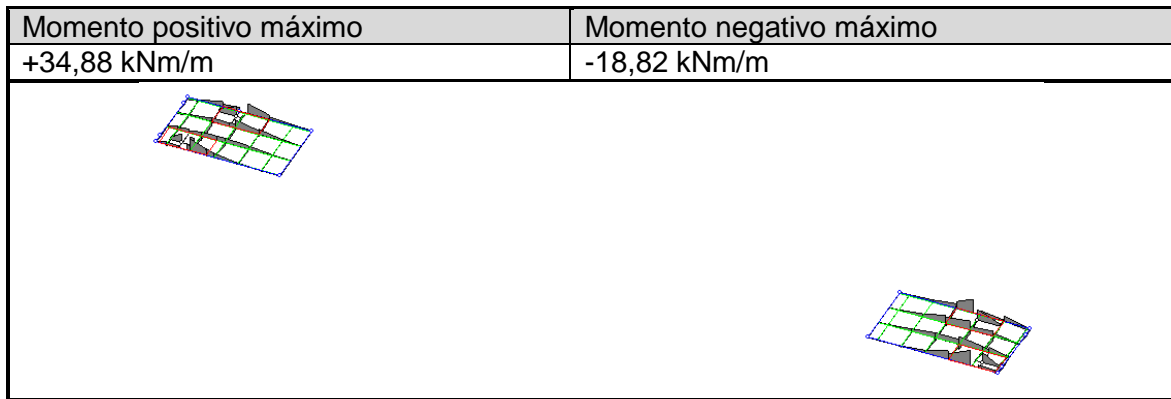


Figura 3.56 – Momentos flectores plano 12,30 m

3.5.3 Gráfica de momentos torsores

En las siguientes figuras se observan las gráficas de isovalores de los momentos torsores de cada planta. Se puede observar que los momentos torsores mayores se registran en los abacos.

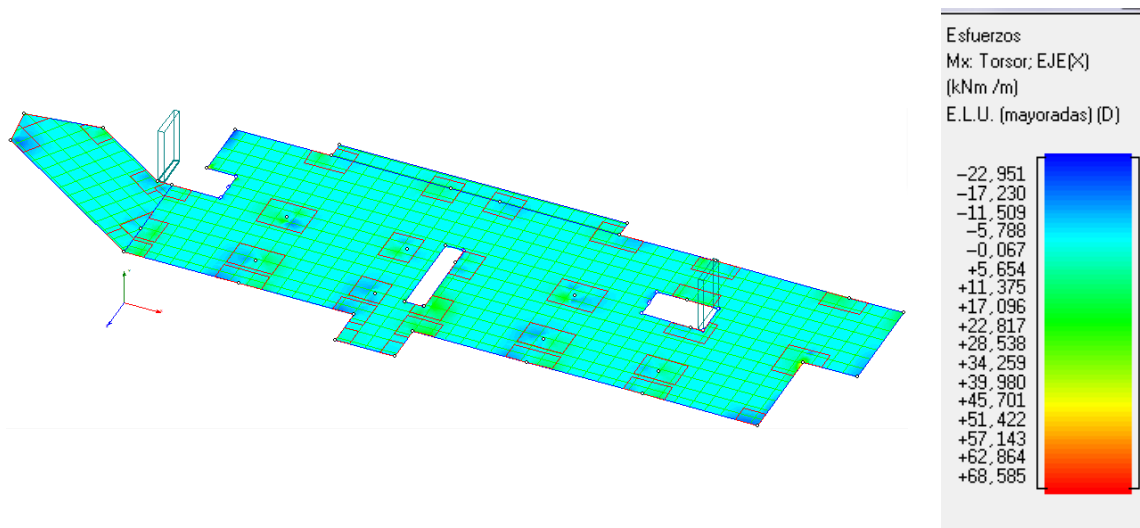


Figura 3.57 – Momentos torsores plano 3,30 m

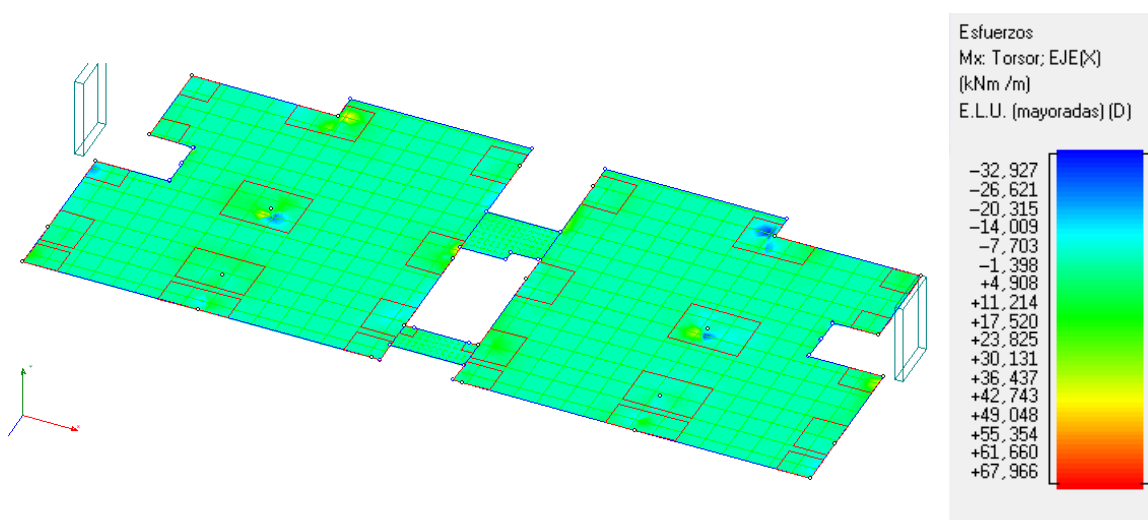


Figura 3.54 – Momentos torsores plano 6,50 m

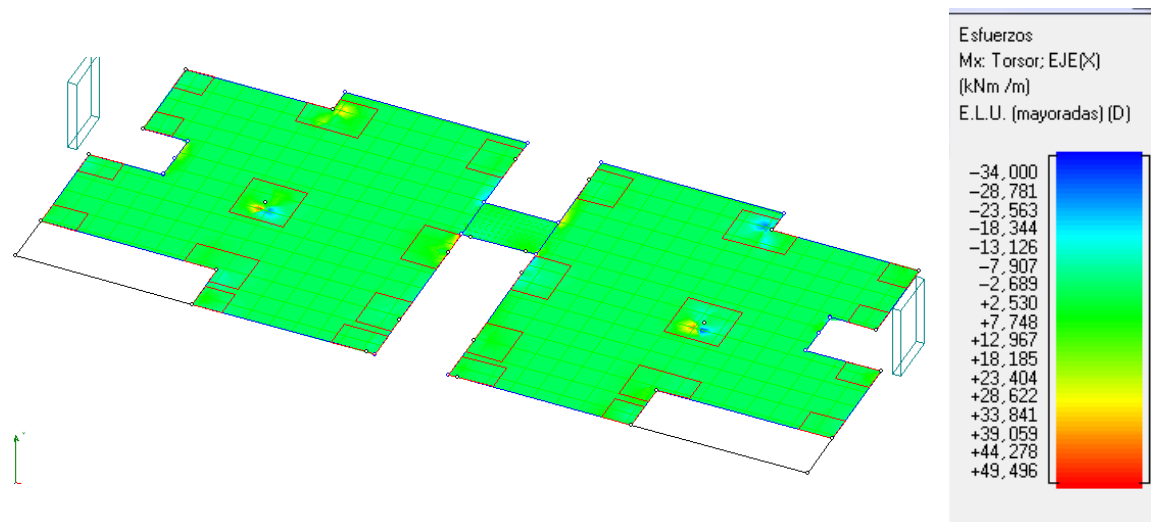


Figura 3.55 – Momentos torsores plano 9,55 m

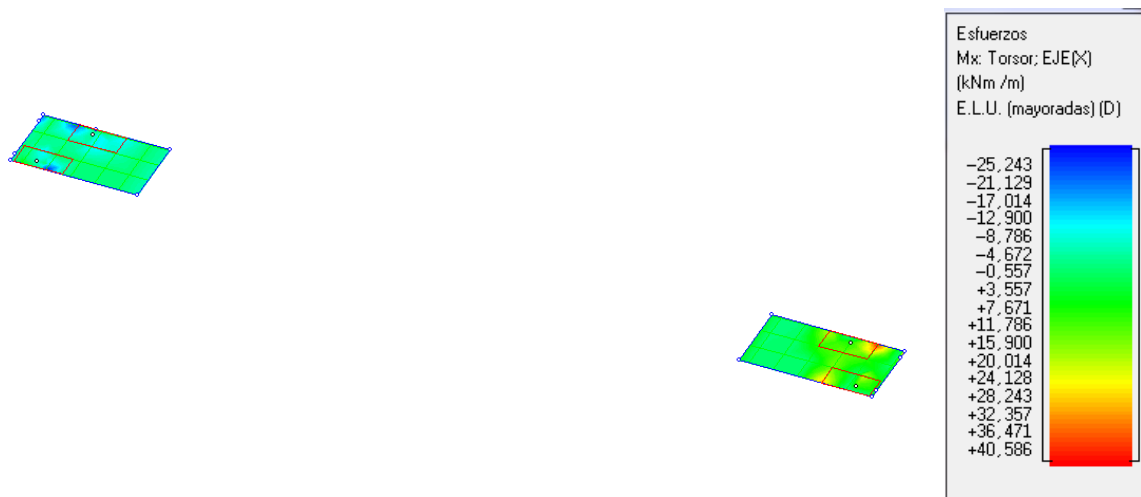


Figura 3.56 – Momentos torsores plano 12,30 m

3.5.4 Gráfica de cortantes

En las siguientes figuras se observan las graficas de isovalores de los esfuerzos cortantes de cada planta. Se puede observar que los esfuerzos cortantes mayores se encuentran cerca de los apoyos y en la viga de atado.

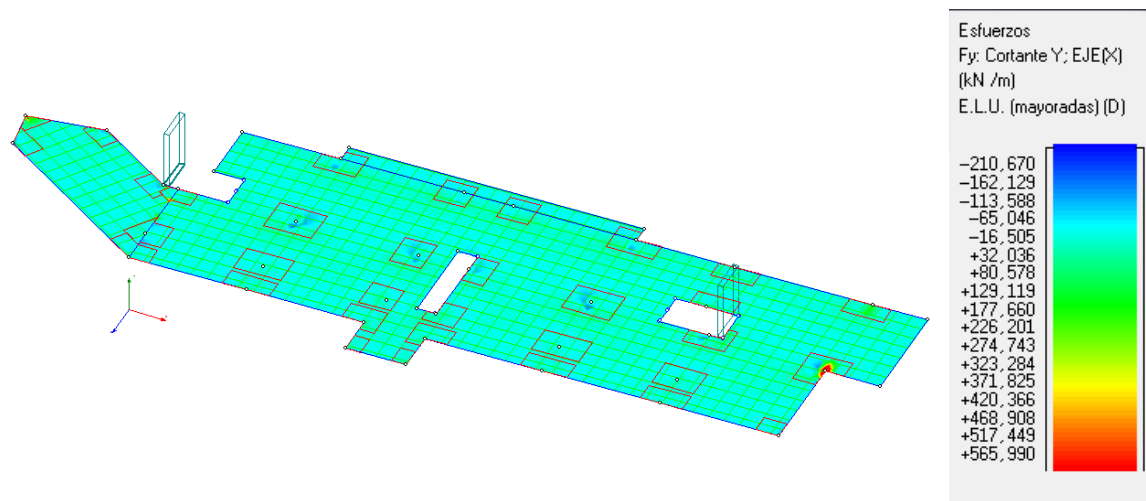


Figura 3.57 – esfuerzos cortantes plano 3,30 m

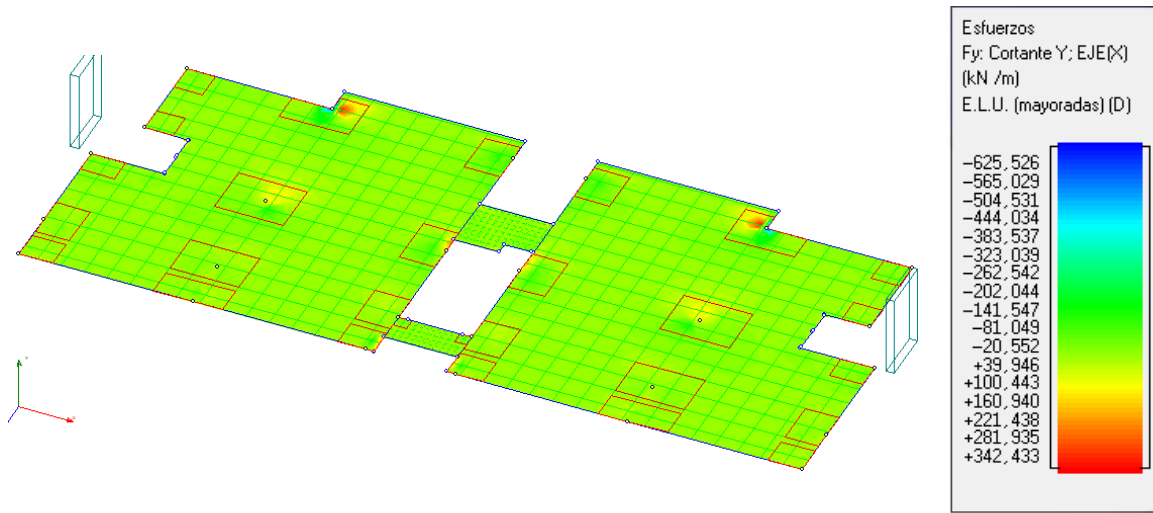


Figura 3.54 – esfuerzos cortantes plano 6,50 m

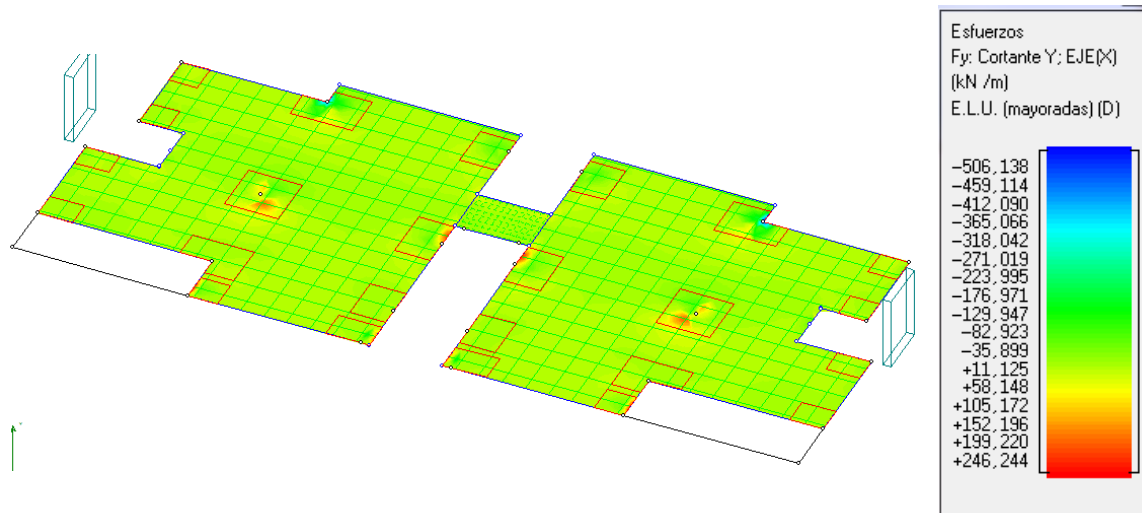


Figura 3.55 – esfuerzos cortantes plano 9,55 m

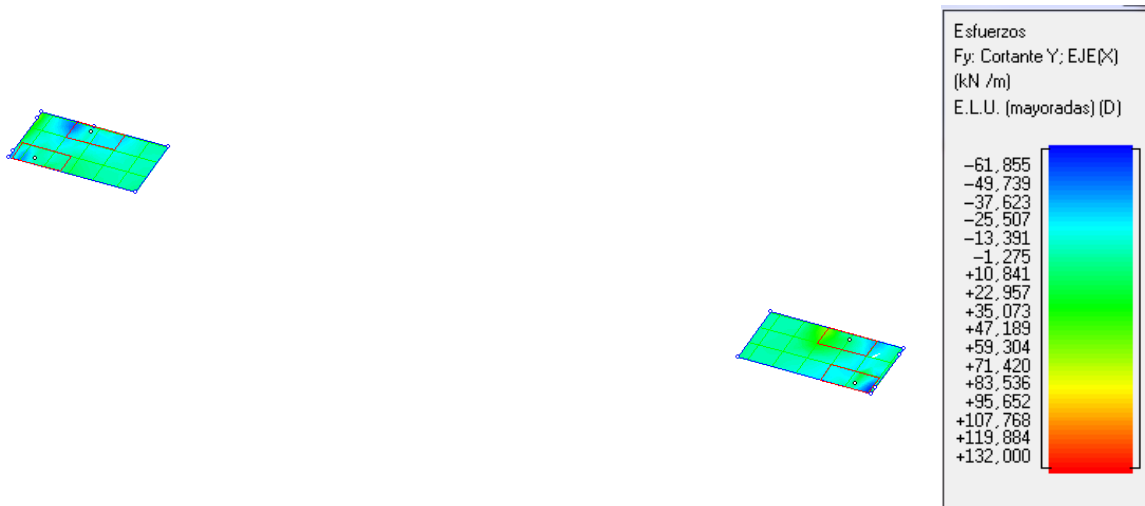


Figura 3.56 – esfuerzos cortantes plano 12,30 m

4 PROYECTO DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se explica el proceso de elaboración de la documentación del proyecto que se incluye en los anejos.

4.1 Memoria de cálculo

La memoria de cálculo (Anejo A) es un documento descrito con un lenguaje más técnico, en el que se describen la normativa que afecta al proyecto, la obtención de las cargas y acciones introducidas en el programa, los parámetros y cálculos que ha realizado el programa y finalmente los controles y ensayos a realizar por la dirección facultativa durante el proceso de construcción de la estructura.

4.2 Planos

Los planos se han realizado a partir de los croquis generados por el programa de cálculo. Estos planos han sido retocados y adaptados para una mayor comprensión de ellos con el programa de dibujo AutoCAD.

A los croquis obtenidos del programa TRICALC se han añadido tablas de materiales, especificaciones técnicas y detalles constructivos para una mejor comprensión de los elementos constructivos elegidos.

4.3 Mediciones y presupuesto

Las mediciones y presupuesto se encuentran detalladas en el anejo C, y se ha estructurado en partidas por tipología de elementos constructivos y fases: Movimiento de tierras, cimentaciones, muros de sótano, forjados reticulares y losas, pilares, etc.

Las mediciones las ha proporcionado el programa de cálculo y se han completado con el cálculo manual de la fase de movimiento de tierras.

Las partidas y precios unitarios se han obtenido de la base de precios del instituto de tecnología de la construcción de cataluña (Banco de precios BEDEC) [3].

En la tabla 4.3 se puede observar el resumen del presupuesto, en el que se detalla el precio final de cada partida, el presupuesto de ejecución material y el presupuesto de ejecución por contrata.

Tabla 4.3 – Resumen presupuesto

| Partidas | | Importe |
|---|--------------------------------|---------------------|
| C-1 | Movimiento de tierras | 43.474,28 € |
| C-2 | Cimentación y zapatas aisladas | 7.908,89 € |
| C-3 | Muros de sótano | 34.829,15 € |
| C-4 | Muros resistentes | 6.521,51 € |
| C-5 | Forjados reticulares y losas | 59.567,03 € |
| C-6 | Pilares | 18.179,25 € |
| C-7 | Escaleras | 4.150,79 € |
| PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (P.E.M.) | | 174.630,91 € |
| Beneficio industrial (6%) | | 10.477,85 € |
| Gastos generales (13%) | | 22.702,02 € |
| I.V.A. (21%) | | 43.640,26 € |
| PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA (P.E.C.) | | 251.451,04 € |

5 COSTE ENERGÉTICO Y EMISIONES DE CO₂

El fenómeno del cambio climático y el calentamiento global es un hecho palpable y es posible observar las consecuencias que acarrea. En España se puede observar como en la última década se han intensificado las sequías y se ha acelerado la desertificación de algunas zonas de la península.

Este fenómeno es principalmente causado por la actividad industrial y por ello, es importante encontrar un equilibrio entre el desarrollo industrial, el crecimiento económico, unos estándares de calidad de vida y el deterioro del medio ambiente.

Dentro de la actividad industrial, la relacionada con la construcción es la encargada de generar gran parte de la contaminación ambiental, desde la obtención de los recursos naturales empleados, pasando por la construcción de los edificios, la etapa de vida de estos edificios hasta la demolición y reciclado de los residuos.

Esta realidad nos muestra la necesidad de reducir los gastos energéticos y las emisiones de CO₂ analizando el ciclo de vida de todos los materiales que forman parte de la construcción.

5.1 Valoración del coste energético de la estructura proyectada

Para la realización del cálculo del coste energético se ha optado por dividir el análisis por fases de obra. Movimiento de tierras, cimentaciones, muros de sótano, forjados reticulares y losas, pilares, etc. Cada capítulo está dividido en las partidas correspondientes a los materiales que componen cada sistema constructivo. Por ejemplo, en el capítulo de forjados reticulares nos encontraremos con las partidas de encofrados, casetones, armaduras y hormigón.

A continuación se expone un ejemplo para explicar el proceso realizado para la obtención de los costes energéticos calculados en el Anejo D.

La información medioambiental correspondiente a cada material se ha obtenido del banco de datos ITeC [4].

En la tabla 5.1.1 se muestran los costes unitarios de los costes energéticos y las emisiones de CO₂ que se han obtenido del ITeC [4] de la partida correspondiente a los casetones de mortero de cemento ligero.

Tabla 5.1.1 – coste energético de aligeramiento para forjados nervados reticulares

| P-4.2 ALIGERAMIENTO PARA FORJADOS NERVADOS RETICULARES | | | | |
|--|--|------------------|--------------|-------------------------|
| m ² | Aligerador para forjado nervado con casetones de mortero de cemento ligero de 70x23 cm y 25 cm de altura | | | |
| Consumo | Peso | Coste energético | | Emisión CO ₂ |
| | Kg | MJ | kwh | Kg |
| Componentes constitutivos de materiales | 106,88 | 267,2 | 74,22 | 25,65 |
| <i>mortero prefabricado</i> | 106,88 | 267,20 | 74,22 | 25,65 |
| Total | 106,88 | 267,2 | 74,22 | 25,65 |

El coste energético en euros se calcula a partir de las tarifas de peajes establecidas por el ministerio de industria, que para el 1 de octubre del año 2013 establece unos precios para la modalidad sin discriminación horaria TEU0 de 0,130485 euros/kwh.

Obtenemos, por lo tanto, el precio por metro cuadrado de los costes energéticos de la operación que multiplica los kwh con el coste energético por hora establecido por el ministerio de industria. (Tabla 5.1.2)

Tabla 5.1.2 – coste energético con € de aligeramiento para forjados nervados reticulares

| P-4.2 ALIGERAMIENTO PARA FORJADOS NERVADOS RETICULARES | | | | | |
|---|--|------------------|--------------|-------------|--------------|
| m2 | Aligerador para forjado nervado con casetones de mortero de cemento ligero de 70x23 cm y 25 cm de altura | | | | |
| Consumo | Peso | Coste energético | | | Emisión CO2 |
| | Kg | MJ | kwh | € | Kg |
| Componentes constitutivos de materiales | 106,88 | 267,2 | 74,22 | 9,68 | 25,65 |
| <i>mortero prefabricado</i> | <i>106,88</i> | <i>267,20</i> | <i>74,22</i> | <i>9,68</i> | <i>25,65</i> |
| Total | 106,88 | 267,2 | 74,22 | 9,68 | 25,65 |

Finalmente, multiplicaremos los precios unitarios con las mediciones de obra para obtener los costes energéticos y las emisiones de CO2 finales de nuestra obra (Tabla 5.1.2)

Tabla 5.1.2 – coste energetico final

| Definición | Peso | Coste energético | | | Emisión CO2 |
|-------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | Kg | MJ | kwh | € | Kg |
| MOVIMIENTO DE TIERRAS | - | 8,31*10⁵ | 2,31*10⁵ | 3,01*10⁴ | 2,17*10⁵ |
| ESTRUCTURAS | 1,28*10⁶ | 2,16*10⁶ | 7,56*10⁵ | 8,76*10⁴ | 2,72*10⁵ |
| COSTE ENERGETICO TOTAL | 1,28*10⁶ | 2,99*10⁶ | 9,87*10⁵ | 1,18*10⁵ | 4,90*10⁵ |

6 CONCLUSIONES

6.1 Relativas a la definición de la solución estructural

Debemos tener muy presentes los criterios y condicionantes que afectan a la estructura. Un planteamiento erróneo puede concluir con una solución estructural inadecuada.

El dimensionado de los distintos elementos es un punto clave en la definición de la solución estructural. Para realizarlo de forma correcta es necesario realizar un análisis exhaustivo de las acciones a las que se encuentran sometido el edificio y estimar mediante métodos simplificados las dimensiones de los elementos estructurales.

Una vez tenemos los criterios definidos estará en nuestras manos la decisión de optar por la solución que creamos más idónea. La elección no siempre será algo evidente por lo que necesitaremos conocimientos estructurales, constructivos, económicos y medioambientales para poder juzgar con buen criterio.

Como conclusión podemos decir que la estructura de un edificio no es un elemento con una solución ya definida que el técnico tiene que encontrar. Existe un abanico de posibilidades que debemos analizar, y si bien nuestra solución se ha basado en los criterios que creíamos más convenientes puede existir un punto de vista con unos criterios diferentes que lleve a una solución estructural diferente y no por ello errónea. La solución estructural más idónea será por lo tanto aquella que mejor se adapte a los condicionantes escogidos.

6.2 Relativas a la utilización de TRICALC

El uso del programa TRICALC requiere de un proceso de aprendizaje largo. Es necesario aprender a utilizar el programa con ejemplos y pruebas investigando todas las opciones existentes antes de pasar al cálculo del de nuestro edificio.

TRICALC, es un programa muy completo, aunque no permite introducir escaleras compensadas.

A la hora de trabajar con el programa, es muy importante ir realizando las comprobaciones de la geometría a medida que vamos introduciéndola, para evitar acumular errores que luego sean más difíciles de subsanar.

Como conclusión, TRICALC es un programa de cálculo de estructuras que aporta herramientas para facilitar el cálculo estructural. Sin un ingeniero con los conocimientos estructurales adecuados, es un programa inservible puesto que los criterios a la hora de definir la estructura son más importantes que la solución estructural que proporciona el programa. El calculista debe analizar los resultados que el programa proporciona y valorar si son coherentes.

6.3 Relativas al proyecto de estructuras

Analizaremos los tres documentos que componen el proyecto de la estructura.

La memoria de cálculo debe definir aquellos procesos y métodos que se han seguido para diseñar y calcular la estructura. Debemos indicar todas las características del proyecto ya definidas, incluyendo acciones, materiales, coeficientes de seguridad, niveles de control, etc.

En los planos quedarán detallados los resultados finales que se han obtenido a través del proceso explicado en la memoria de cálculo. Se obtendrán a partir del programa TRICALC y se retocarán para su mejor interpretación. Debemos saber definir todos los elementos de forma que no haya margen de duda sobre ningún elemento. Para ellos ello será necesario incluir detalles constructivos en los planos.

La forma de evitar errores en las mediciones es realizarlas lo mas detalladas posibles.

En nuestro caso, las hemos importado del programa de cálculo que ya nos las proporcionaba.

Cabe destacar la utilidad de la base de precios de la construcción del ITeC, banco BEDEC [4], el cual proporciona precios unitarios detallados y actualizados anualmente.

El proyecto de la estructura será por lo tanto el conjunto de documentos que debemos realizar como profesional y no como estudiante, en el que deben quedar reflejados todos los datos estructurales, constructivos, o económicos entre otros que sean necesarios para que un técnico pueda ejecutarlo de forma completa y sin posibilidad de variaciones.

6.4 Relativas al coste energético

El fenómeno del cambio climático y el calentamiento global es un hecho palpable y es posible observar las consecuencias que acarrea. En España se puede observar como en la última década se han intensificado las sequías y se ha acelerado la desertificación de algunas zonas de la península.

Este fenómeno es principalmente causado por la actividad industrial y por ello, es importante encontrar un equilibrio entre el desarrollo industrial, el crecimiento económico, unos estándares de calidad de vida y el deterioro del medio ambiente.

Dentro de la actividad industrial, la relacionada con la construcción es la encargada de generar gran parte de la contaminación ambiental, desde la obtención de los recursos naturales empleados, pasando por la construcción de los edificios, la etapa de vida de estos edificios hasta la demolición y reciclado de los residuos.

Esta realidad nos muestra la necesidad de reducir los gastos energéticos y las emisiones de CO₂ analizando el ciclo de vida de todos los materiales que forman parte de la construcción.

7 BIBLIOGRAFÍA

7.1 Referencias bibliográficas

- [1] España. Código Técnico de la Edificación (CTE) (DB SE; DB SE-AE; DB SI; DB SE-C). 2a ed. Madrid: Ministerio de Vivienda, 2008.
- [2] España. Ministerio de Fomento. EHE-08 : instrucción de Hormigón Estructural : con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente del Hormigón. 2a ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2009.
- [3] España. Ministerio de fomento. Norma de Construcción Sismoresistente (NCSE-02). 2a ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2002.
- [4] Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña. Base de datos. Banco BEDEC. España: Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña, 2014.
- [5] Arroyo Portero, Juan Carlos et al. Numeros gordos en el proyecto de estructuras. Madrid: Cinter, cop 2009. ISBN 99788493227043.

7.2 Bibliografía suplementárea

- .- Calavera Ruíz, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón : en masa, armado y pretensado : [de acuerdo con la nueva instrucción EHE-08 : de acuerdo con el EUROCÓDIGO EC-2]. 2a ed. Madrid: Intemac, 2008.
- .- David García. L'estructura i el projecte. Barcelona: Papers Sert, 2004.
- .- Jiménez Montoya, P; García Meseguer, Álvaro; Morán Cabré, Francisco. Hormigón armado. Barcelona Gustaco gili, 2004. ISBN 842521825X; 9788425218255.
- .- Pascual Urbán Brotóns. Construcción de estructuras: hormigón armado: adaptado a las instrucciones EHE, EFHE, NCSE-02 y CTE. Alicante: Editorial Club Universitario, 2006

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer al departamento de estructuras por ofrecerme la posibilidad de realizar este Trabajo Final de Grado.

Quiero agradecer también a los desarrolladores de TRICALC, por brindarme la posibilidad de realizar este trabajo con su programa de cálculo.

Agradezco a todos los profesores que he tenido a lo largo de la carrera por los conocimientos impartidos y porque han propiciado que ahora esté ampliando mis conocimientos estudiando Arquitectura en la facultad del Vallés de la UPC.

Gracias a mi tía Rafi, porque ha estado apoyándome en todo momento a lo largo de este año. Por su paciencia y sus cuidados cuando me rompí en noviembre los dos brazos. Sin su ayuda, no habría sido capaz de completar este trabajo.

Por último, quiero agradecer a mis padres, por su apoyo incondicional y su confianza ciega en mí. Por los buenos consejos que me han dado, no solo durante este año sino durante toda la vida.

Gracias.

Contenido del CD

Memoria del TFG (pdf)

ANEJOS

Anejo A – Memoria de cálculo (pdf)

Anejo B – Planos (pdf)

Anejo C – Mediciones y Presupuesto (pdf)

Anejo D – Coste energético y emisiones de CO₂ (pdf)