



Escola Politècnica Superior
d'Edificació de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

GRADO EN CIENCIAS Y TECNOLOGÍAS DE LA EDIFICACIÓN

TRABAJO FINAL DE GRADO

**DISEÑO, CÁLCULO Y PROYECTO DE LA ESTRUCTURA DE UN EQUIPAMIENTO SOCIO-
CULTURAL EN CALDES DE MONTBUI**

Projectista: Andrés Biggemann Medina

Director: Isabel Serrà Martín

Convocatòria: JUNY 2013

RESUMEN

Este Trabajo Final de Grado trata del diseño, cálculo y proyecto de la estructura de un edificio destinado como equipamiento socio-cultural.

Contiene una presentación y descripción del edificio, sus características y entorno, junto con los procesos y planteamientos seguidos para la elección del diseño de su estructura.

Además incluye la explicación del cálculo seguido y la comprobación de la estructura, por medio del programa de cálculo *Tricalc*, acompañado del proceso de modelización y del seguimiento de las elecciones que se han tomado hasta llegar al resultado final, que se presentarán como proyecto en los documentos adjuntos en el anejo por medio de planos de proyecto y de una memoria de cálculo.

Se incluye también en los anejos la medición realizada en base al proyecto de estructura, junto con un presupuesto orientativo del mismo. De esta forma se da a conocer un valor aproximado de la construcción de la estructura diseñada, objeto del trabajo.

Finalmente se expone una valoración medio ambiental de la construcción de la estructura, presentando el valor del coste energético de la construcción de la estructura y de las emisiones de CO₂ producidas, y así poder valorar la repercusión al medio ambiente de una estructura de las características escogidas.

ÍNDICE

| | | |
|--------|---|----|
| 1 | INTRODUCCIÓN | 5 |
| 1.1 | Objetivos del TFG | 5 |
| 1.2 | Descripción del edificio | 5 |
| 1.3 | Metodología de trabajo | 5 |
| 1.4 | Contenido de la memoria | 6 |
| 1.4.1 | Definición de la solución estructural | 6 |
| 1.4.2 | Cálculo con el programa Tricalc..... | 6 |
| 1.4.3 | Proyecto de la estructura | 6 |
| 1.4.4 | Coste energético y emisiones de CO ₂ | 6 |
| 1.4.5 | Conclusiones | 6 |
| 1.4.6 | Planos de proyecto básico | 6 |
| 1.4.7 | Planos de estructura | 6 |
| 1.4.8 | Medición y presupuesto | 6 |
| 1.4.9 | Coste energético y emisiones de CO ₂ | 6 |
| 1.4.10 | Comprobación a pandeo | 6 |
| 2 | DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL..... | 7 |
| 2.1 | Criterios i condicionantes | 7 |
| 2.1.1 | Entorno y edificio..... | 7 |
| 2.1.2 | Uso y superficies | 8 |
| 2.1.3 | Terreno | 10 |
| 2.1.4 | Criterio inicial..... | 10 |
| 2.2 | Solución estructural adoptada..... | 11 |
| 2.2.1 | Estructura horizontal | 11 |
| 2.2.2 | Estructura vertical | 12 |
| 2.2.3 | Cimentación..... | 13 |
| 2.2.4 | Elementos de comunicación vertical..... | 14 |
| 2.3 | Predimensionado..... | 16 |
| 2.3.1 | Forjado mixto..... | 16 |
| 2.3.2 | Forjado de hormigón armado | 17 |
| 2.3.3 | Vigas metálicas | 17 |
| 2.3.4 | Pilares metálicos..... | 24 |
| 3 | CÁLCULO CON EL PROGRAMA TRICALC | 27 |
| 3.1 | Modelización de la estructura | 27 |
| 3.2 | Acciones i combinaciones | 28 |
| 3.2.1 | Hipótesis | 28 |
| 3.2.2 | Combinaciones | 32 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.3 | Análisis estructural | 33 |
| 3.3.1 | Esfuerzos | 33 |
| 3.3.2 | Hormigón armado - Armado de Barras..... | 34 |
| 3.3.3 | Secciones de acero..... | 36 |
| 3.3.4 | Cimentación | 36 |
| 3.3.5 | Forjados Unidireccionales..... | 37 |
| 3.3.6 | Muros de sótano | 39 |
| 3.4 | Secciones, armado y comprobaciones..... | 39 |
| 3.5 | Cimentación..... | 40 |
| 4 | PROYECTO DE LA ESTRUCTURA | 41 |
| 4.1 | Planos de estructura..... | 41 |
| 4.2 | Memoria de cálculo..... | 41 |
| 4.3 | Mediciones y presupuesto | 41 |
| 5 | COSTE ENERGÉTICO Y EMISIONES DE CO ₂ | 43 |
| 6 | CONCLUSIONES..... | 45 |
| 7 | BIBLIOGRAFIA | 47 |
| | AGRADECIMIENTOS | 49 |

ANEJOS

Anejo A – Memoria de cálculo

Anejo B – Planos de proyecto básico

Anejo C – Planos de estructura

Anejo D – Medición y presupuesto

Anejo E – Coste energético y emisiones de CO₂

Anejo F – Comprobación de pandeo

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos del TFG

Este Trabajo Final de Grado tiene como objetivo final la resolución de la estructura de un edificio de uso público, por medio de su proyecto básico y el informe geotécnico.

Para ello se estudiarán los datos más característicos del edificio, analizando, de esta forma, diferentes soluciones estructurales y encontrar una solución que pueda parecer la más adecuada.

1.2 Descripción del edificio

El edificio está ubicado en Caldes de Montbui (*Vallès Oriental*), en un solar de 796 m² que se encuentra delimitado entre las calles Font i Boet, Sentmenat y Mestre Gregori Montserrat.

Consta de planta sótano, planta baja, dos plantas piso y una planta cubierta transitable con un total de 2200 m² de superficie construida.

Aunque el solar es sensiblemente rectangular, el edificio presenta una forma de L en la que deja una zona libre para patio.

Dispone de zonas amplias y diáfanas y cuenta con dos núcleos de comunicación vertical, uno principal con ascensor y otro de emergencia.

Tomando las premisas anteriores, se preverá el diseño de una estructura que pueda soportar grandes luces sin problemas para un uso público medio y que no presente inconvenientes importantes en su construcción, ya sea por dimensiones excesivas o por soluciones demasiado complejas, intentando respetar en todo momento el diseño presentado en el anteproyecto.

1.3 Metodología de trabajo

En un principio se ha estudiado el edificio, y sus características más destacables y las cargas afectantes, con las que se ha optado por la elección de cierto diseño estructural.

Una vez claro el diseño escogido, se ha procedido a la elección y predimensionado de los elementos más importantes, tomados como referentes para la posterior realización del cálculo con el programa.

Introducidos los datos a dicho programa, incluidos los datos y las opciones que necesita para el cálculo, y realizada la comprobación, se han valorado los resultados obtenidos por los que se ha llegado al resultado final.

Por último, se han extraído dichos resultados, y con ellos se han preparado los diferentes documentos necesarios para el proyecto (memoria, planos, presupuesto, etc.).

1.4 Contenido de la memoria

1.4.1 Definición de la solución estructural

En este capítulo se realiza un análisis del edificio y sus características, estudiándolas y describiendo la elección las opciones para su diseño estructural.

Una vez escogido y explicado el diseño de la estructura, se explica el predimensionado de algunos elementos de la estructura, predefiniéndola para el cálculo y comprobación final.

1.4.2 Cálculo con el programa Tricalc

Este apartado explica la introducción de datos de la estructura en el programa y el proceso de cálculo, explicando las opciones y el sistema escogido.

A continuación se explica el análisis de resultados y soluciones finales.

1.4.3 Proyecto de la estructura

Esta parte explica el método empleado para la realización de planos, mediciones, presupuesto y memoria de cálculo de la estructura elegida.

1.4.4 Coste energético y emisiones de CO₂

En este capítulo se explica cómo se ha realizado la valoración medio ambiental y de dónde se han extraído los datos para dicha valoración.

1.4.5 Conclusiones

Aquí se redactan de forma genérica los resultados de los diferentes apartados del trabajo.

1.4.6 Planos de proyecto básico

Este anejo incluye los planos de proyecto básico con los que se han realizado el estudio y valoración de la solución estructural.

1.4.7 Planos de estructura

En este apartado se incluyen los planos realizados para la construcción de la estructura.

1.4.8 Medición y presupuesto

Contiene los estados globales de medición de la estructura elegida y calculada, junto con una valoración económica orientativa.

1.4.9 Coste energético y emisiones de CO₂

En este anejo se exponen las repercusiones medio ambientales de las partidas, mostrando el coste energético y el CO₂ emitido durante el proceso de construcción de la estructura.

1.4.10 Comprobación a pandeo

Este documento incluye el cálculo realizado para la comprobación a pandeo de los pilares más singulares de la estructura.

2 DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

A la hora de definir la estructura del edificio, principalmente ha sido necesario tener en cuenta el proyecto y sus características para la elección de la solución final.

2.1 Criterios i condicionantes

2.1.1 Entorno y edificio

El edificio se encuentra en un solar de 796 m² delimitado, con la fachada del edificio a nivel de calle, por los lados noroeste, suroeste y sureste tal y como se puede observar en la *figura 2.1*. El lado noreste tiene un espacio de 251'24 m², que da a la medianería del resto de edificios de la manzana.

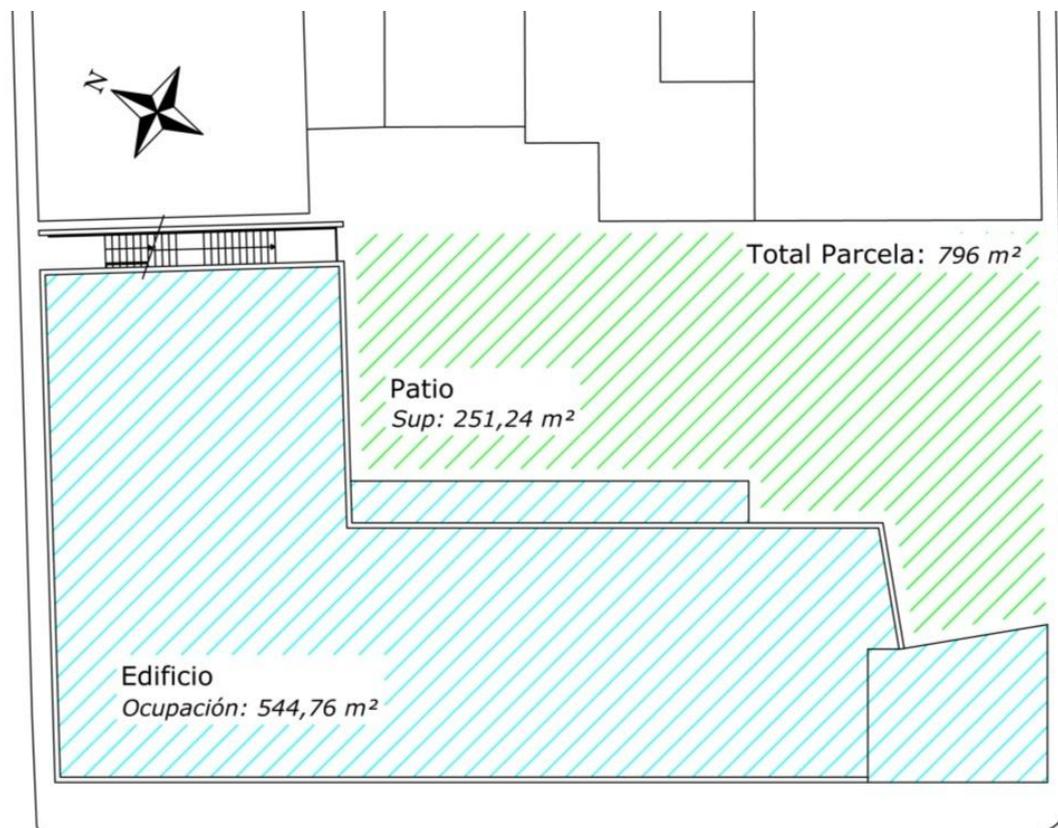


Figura 2.1.- Esquema de ubicación y superficies de parcela

Consta de tres plantas por encima de la cota rasante, con una altura libre de 3'90m entre ellas tal y como se indica en la figura 2.2, además de cubierta transitable y planta sótano, con una superficie en planta de 544'76 m².

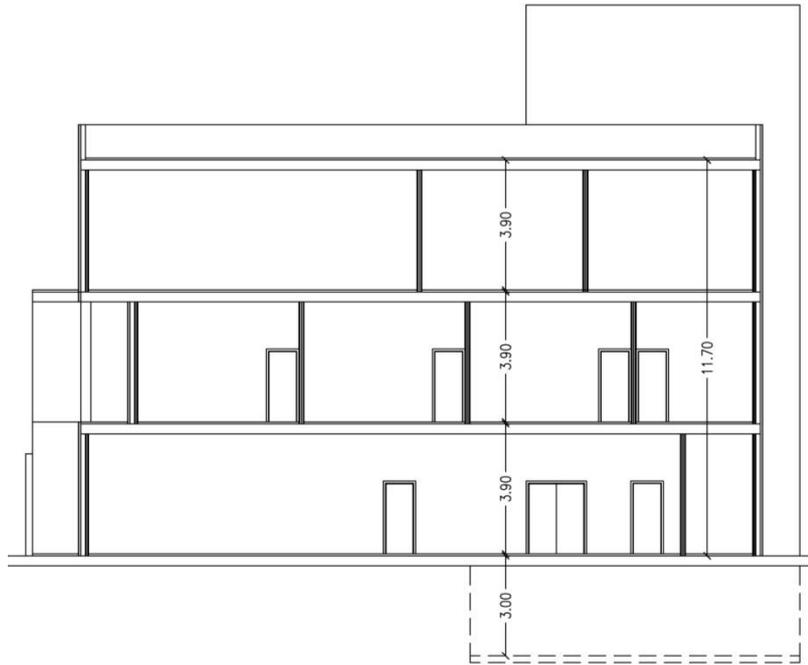


Figura.2.2.- Sección esquemática

2.1.2 Uso y superficies

El edificio, con una superficie construida de 2184'82 m², está pensado para un uso socio-cultural con actividades que engloban diversos géneros pero que principalmente se ha desarrollado para un uso docente y formativo contando con aulas y talleres en las plantas superiores.

La planta baja, con una superficie construida de 534'70 m², está pensada para un uso dinámico con posibilidad de albergar aglomeraciones y eventos deportivos además de ser la planta de recepción y vestíbulo principal. Esta planta presenta zonas a cubrir amplias y diáfanas, tal y como se observa en la *figura 2.3*.

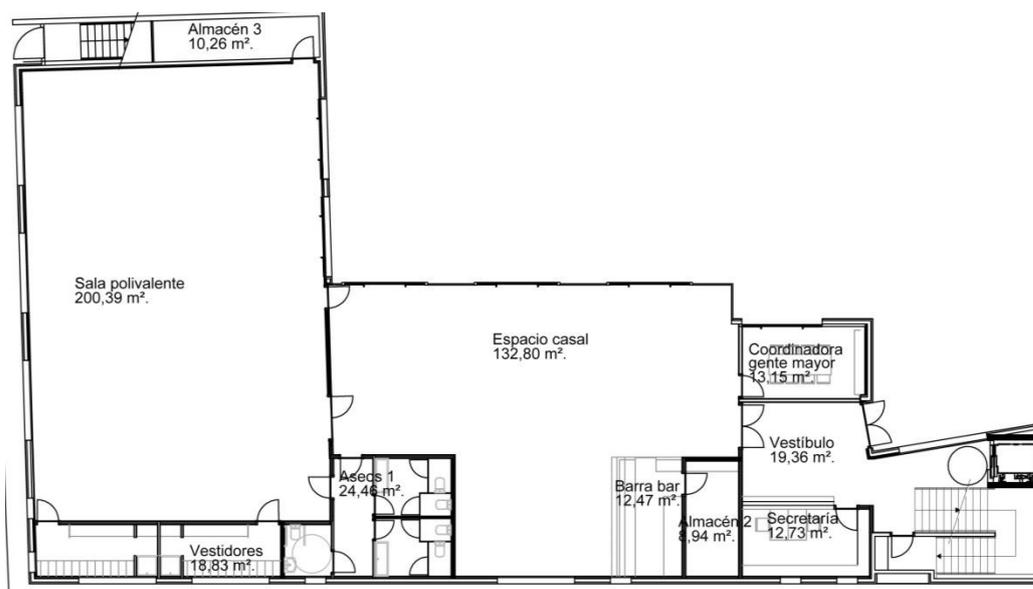


Figura 2.3.- Zonas en Planta Baja

La primera y segunda planta, de superficies construidas 515'40 y 509'53 m² respectivamente, son las plantas destinadas para uso formativo y docente. Ambas plantas cuentan con aulas, despachos y talleres según se puede ver en las *figuras 2.3 y 2.4*.

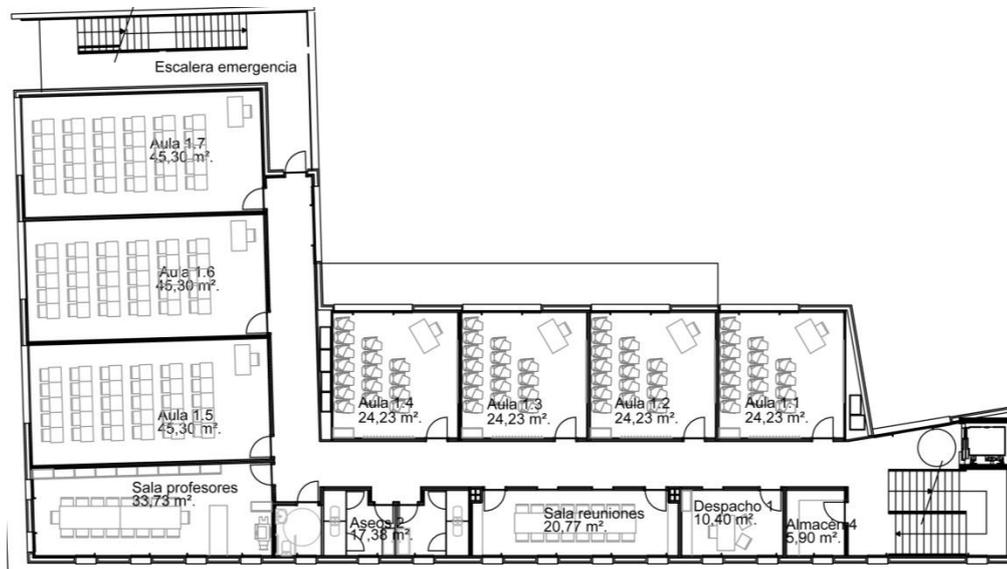


Figura 2.4.- Planta Primera

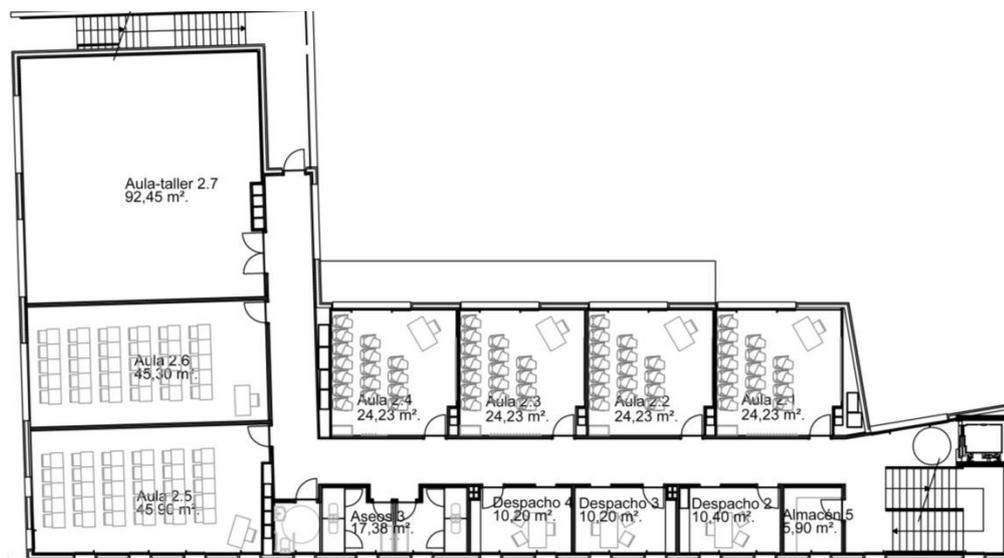


Figura 2.5.- Planta Segunda

La cubierta del edificio, con una superficie construida de 499'79 m² y representada en la *figura 2.5*, tiene un uso público pero restringido por los usuarios.

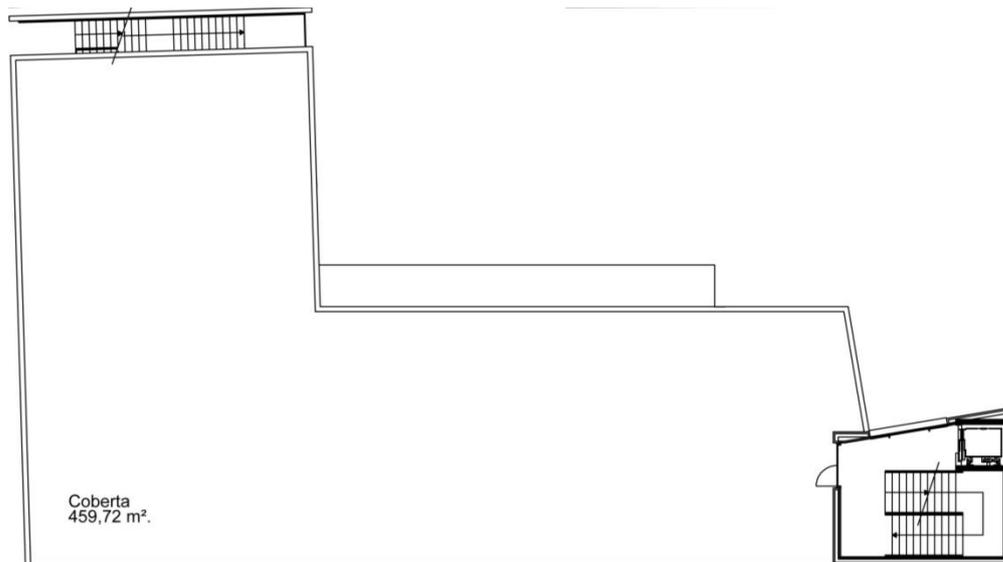


Figura 2.6.- Planta Cubierta

La planta sótano, con una superficie construida de 122,36 m² y representado en la *figura 2.6*, no está abierta al público y se utilizará como zona de máquinas, instalaciones y almacenaje.

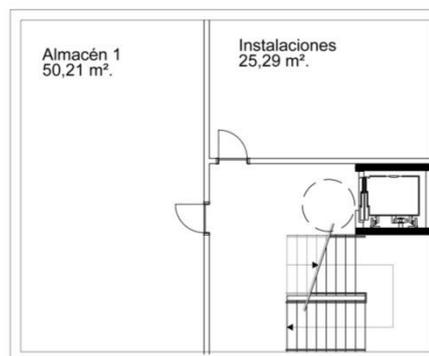


Figura 2.7.- Planta sótano

2.1.3 Terreno

El terreno sobre el que se encuentra el edificio presenta la capa resistente a partir de 1'8 y 3m, dependiendo de la zona, y con un grosor variable de entre 1'4 y 2'2 m. Esta capa está compuesta por gravas con matriz de arenas y una compacidad densa, sin ningún riesgo químico.

Los dos estratos superiores a este presentan una agresividad débil al hormigón, *Qa*.

2.1.4 Criterio inicial

El factor más importante a tener en cuenta para el diseño de esta estructura es cubrir las luces en planta baja de una longitud de entre 11 y 12 metros, consiguiendo así superficie totalmente diáfana necesaria para la sala polivalente.

La elección de una estructura metálica permite la resolución de este tipo de diseño con facilidad y proporcionando cierta ligereza, ya sea por medio de uso de cerchas o de vigas alveoladas en caso de ser necesario. Es por ello que se ha realizado un diseño para el edificio con esta tipología estructural.

2.2 Solución estructural adoptada

2.2.1 Estructura horizontal

Tanto por la forma del edificio como por la elección de la tipología estructural se decidió que un sistema de descarga unidireccional sería el más adecuado colocando, en este caso, pórticos longitudinales resistentes y transversales de atado, con una distancia de entre 5 y 5'5m entre ellos dependiendo del caso, tal y como se observa en la *figura 2.8* con el modelo esquemático general.

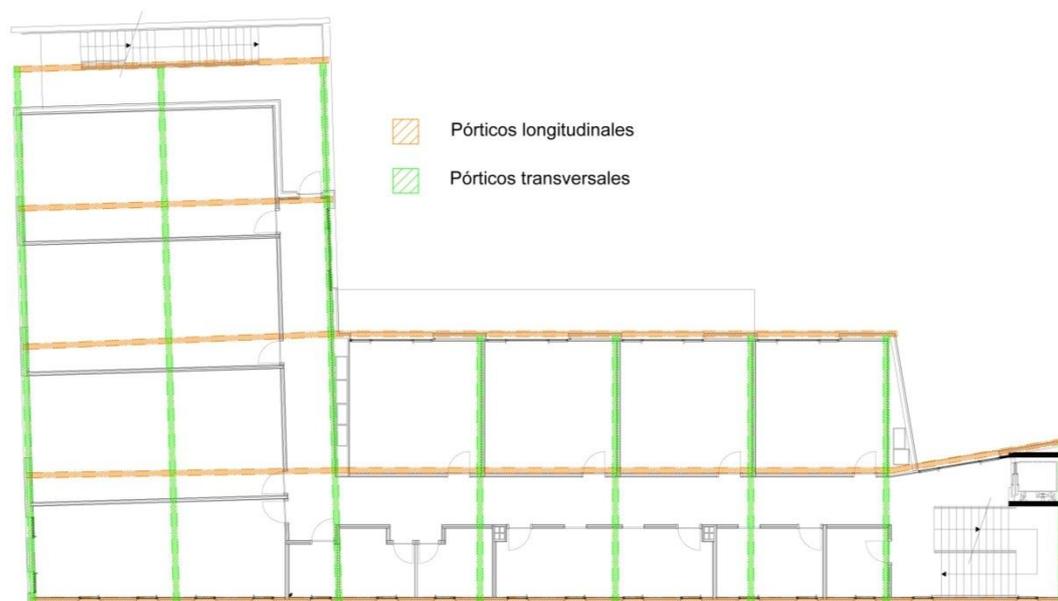


Figura 2.8.- Esquema de pórticos

Aunque solo se necesita un espacio diáfano en planta baja, se igualó el sistema en las plantas superiores para garantizar así mayor homogeneidad a la estructura y evitar apeos de pilares en planta baja.

Los pórticos longitudinales en la zona de la sala polivalente, tal y como se puede observar en la *figura* anterior, se colocaron perpendiculares a la fachada suroeste cambiando la forma ortogonal de la estructura del resto del edificio. Colocándose de este modo la zona de influencia de carga sobre las barras de la estructura se iguala en la mayor parte, además de que así se respeta el diseño de huecos de fachada del proyecto.

El soporte horizontal de la estructura, al escoger un sistema de acero para las barras, resultaba una elección más conveniente y sencilla, tanto por facilidad de ejecución como de diseño, utilizar un sistema de forjado mixto realizado con chapa colaborante.

Este sistema precisa de apoyos cada 3m como máximo, dependiendo del fabricante, y apoyos entre 1'5 y 2m para que no sea necesario el uso de sopandas para su puesta en obra, por lo que al sistema principal de pórticos longitudinales y transversales se le añadió un esqueleto secundario para el apoyo del forjado mixto que tendría que colocarse teniendo en cuenta la distribución del sistema principal de vigas y pilares y las separaciones de 2m antes comentadas, y realizando brochales dependiendo de la ubicación de huecos de forjado.

Con tal de cubrir la pequeña superficie extra de la zona de bar que hay en planta baja, se decidió realizar una marquesina con una estructura triangular unida a la estructura principal.

Además, para esta planta el forjado presenta una solución diferente, aunque el sistema es el mismo. En este caso el forjado se escogió de hormigón armado realizando así un forjado sanitario que descansa sobre muros de hormigón apoyados en las vigas riostras de la cimentación siguiendo el esquema de descarga de la *figura 2.9*, en la que se puede observar que se decidió prolongar una porción de muro para cubrir la superficie extra de la zona de bar.

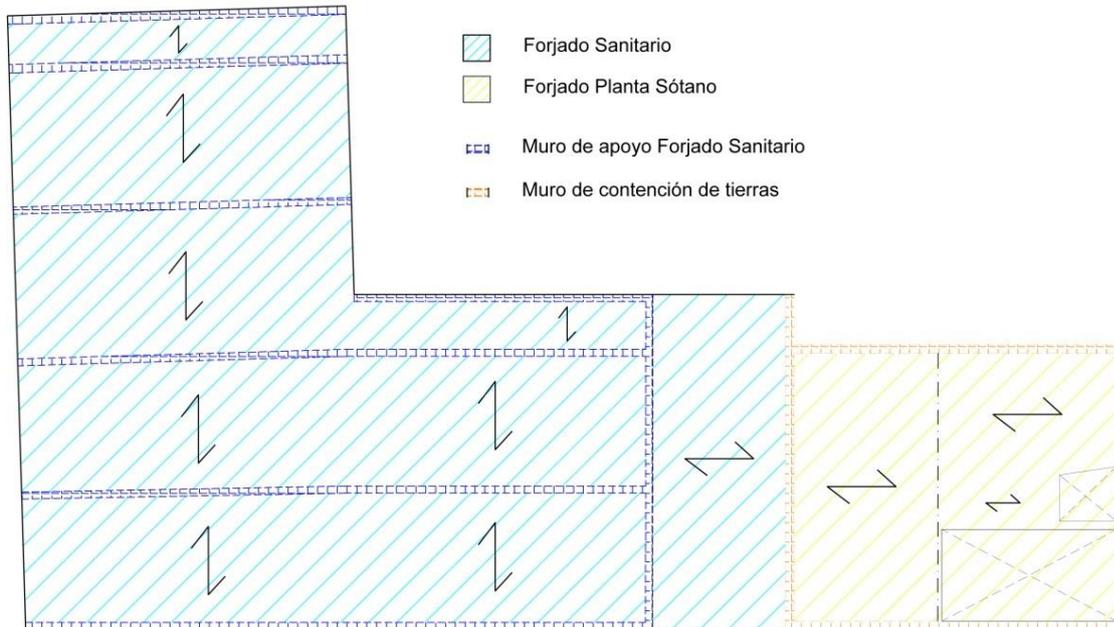


Figura 2.9.- Planta esquemática de forjado sanitario

La elección de este sistema de hormigón se realizó con el fin de tener un sistema conjunto con la zona de sótano, también de hormigón armado, como se explica en el apartado siguiente.

2.2.2 Estructura vertical

Siguiendo con el sistema principal de acero estructural, la estructura vertical del edificio está basada en pilares metálicos con luces de entre 5 y 5'5m, exceptuando la zona en la que encontramos las luces de aproximadamente 12 metros, dependiendo de los pórticos a los que pertenezcan, tal y como se puede comprobar en la *figura 2.10*.

Se decidió utilizar la misma sección de pilar cubriendo toda la altura del edificio hasta llegar directamente al anclaje en cimentación, ya sea sobre zapatas o sobre muro, según la ubicación de los pilares en planta, exceptuando un pilar metálico que apoya sobre un pilar de hormigón parte del sistema de hormigón de la zona de sótano.

Teniendo en cuenta la disposición de huecos de fachada y distribución, no se realizó un arriostramiento lateral en ninguno de los pórticos del edificio, exceptuando en la caja de ascensor que se explica más adelante, aunque se tomó como suficiente para una estructura intraslacional, para el caso de este edificio, la presencia de fachada de muro de fábrica prevista en proyecto.

El muro de hormigón armado que envuelve el sótano cubre los tres metros que hay desde la cota rasante hasta el estrato resistente, donde se cimenta el mismo.

Se pueden apreciar las diferentes alturas y separaciones en la sección esquemática de la figura 2.11.

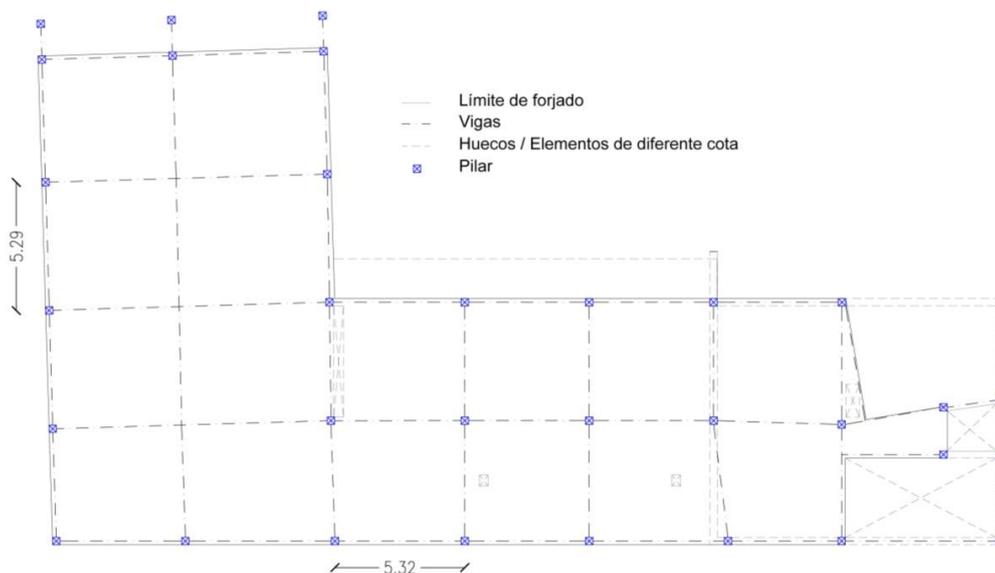


Figura 2.10.- Planta esquemática de estructura vertical

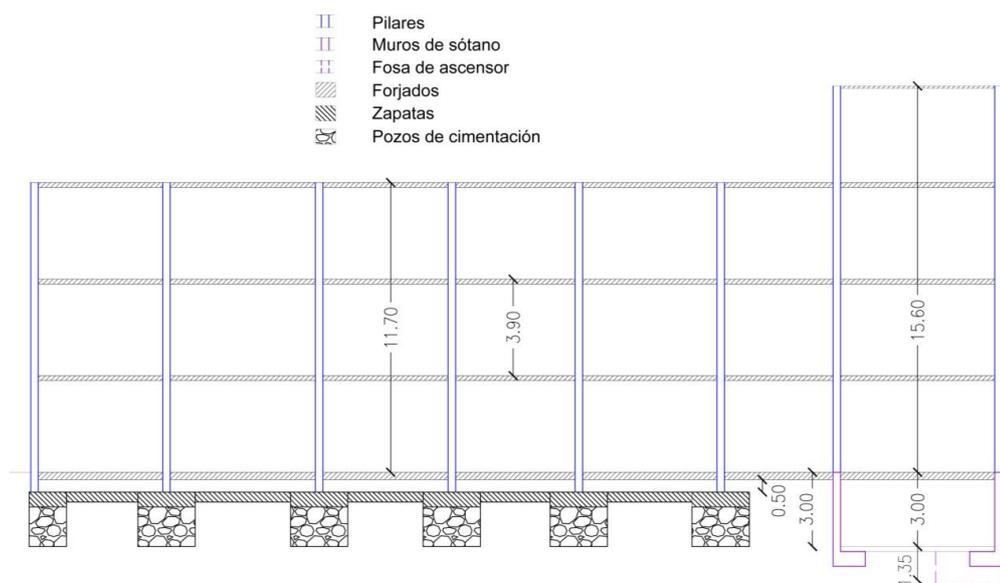


Figura 2.11.- Sección esquemática de la estructura vertical

El muro de sótano se diseñó de forma que el forjado sanitario funcionara de sistema de traba, colaborando con las acciones recibidas por el empuje del terreno sobre el muro.

2.2.3 Cimentación

Tal y como se ha explicado en el apartado anterior, los muros de sótano descienden directamente hasta el estrato resistente, sin embargo, al encontrarse esta cota tres metros debajo de la rasante, fue necesario definir un sistema de zapatas con pozos de cimentación que pudieran alcanzar esa cota ya que la cota de cimentación se definió 50 cm por debajo de la cara inferior del forjado de cota rasante para la realización del forjado sanitario, cota que no alcanza el estrato resistente. El esquema se puede observar en la figura 2.11.

Este sistema ata las zapatas entre sí por medio de vigas riostras tanto para reducir el esfuerzo por excentricidad de las zapatas en medianería, como para apoyo del sistema unidireccional del forjado sanitario anteriormente mencionado y siguiendo la disposición mostrada en la *figura 2.12*.

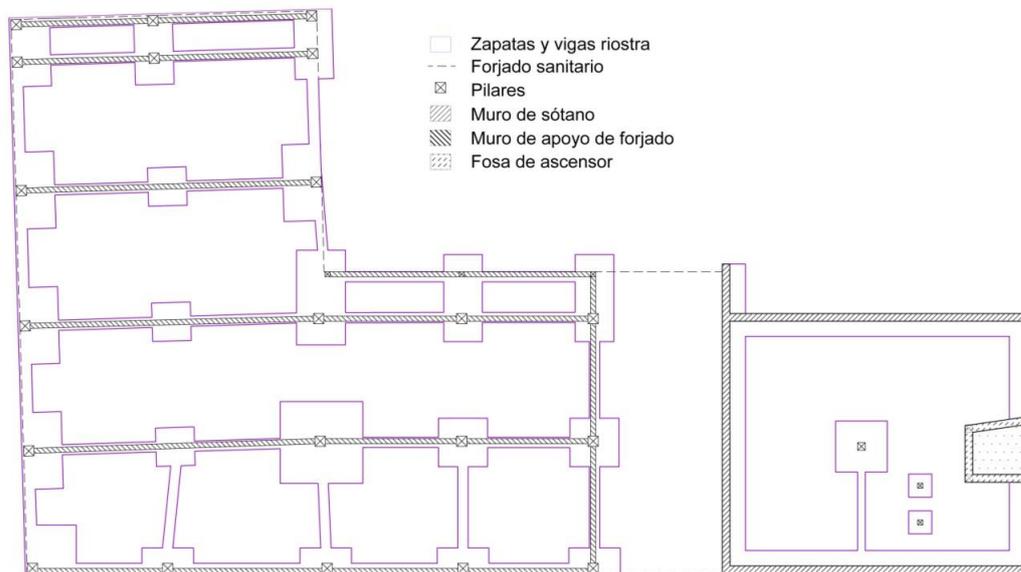


Figura 2.12.- Planta esquemática de cimentación, vigas riostra y muretes para soporte del forjado sanitario

Tanto en el caso de zapatas como de muros hubo que tenerse en cuenta la presencia de terreno con un ataque químico débil al hormigón (Qa), por lo que en ambos casos se tuvo que prever un hormigón diferente que para el resto del edificio, que no necesitando ninguna característica especial se previó un hormigón genérico¹, siendo necesario un hormigón HA-30/B/20/ Qa según indicaciones de la EHE², además de recubrimientos mínimos³ y límites de abertura de fisura⁴.

2.2.4 Elementos de comunicación vertical

El proyecto del edificio en cuestión presenta dos zonas de comunicación vertical. Una de esas zonas es el vestíbulo principal en el que se encuentra la caja de escalera de uso principal y la caja de ascensor. La otra es una escalera de emergencia que se encuentra en el exterior del edificio, ambas indicadas en la *figura 2.13*.

Ambas escaleras se diseñaron usando una zanca de escalera metálica siguiendo el sistema principal estructural. En el caso de la escalera principal con una zanca que abarcara toda la longitud del tramo, incluidos los rellanos, ya que el proyecto impedía la colocación de soportes verticales para reducir la luz. La escalera de emergencia, no obstante, presenta un apoyo intermedio para la zanca, además del inicial y el final. El esquema de la *figura 2.14* muestra las luces y dimensiones de ambas escaleras.

¹ HA-25/B/20/I

² EHE 08, Tabla 37.3.2.b

³ EHE 08, Tabla 37.2.4: Recubrimiento de 50mm, 40mm mínimos más 10mm por control de ejecución.

⁴ EHE 08, Tabla 49.2.4: Límite de 0'1mm.

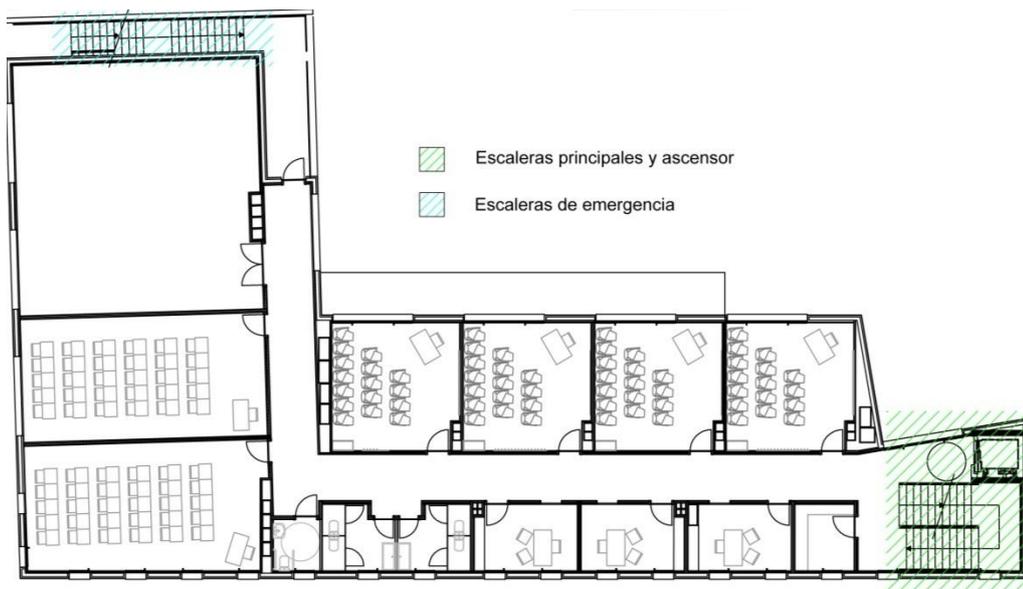


Figura 2.13.- Ubicación de elementos de comunicación vertical

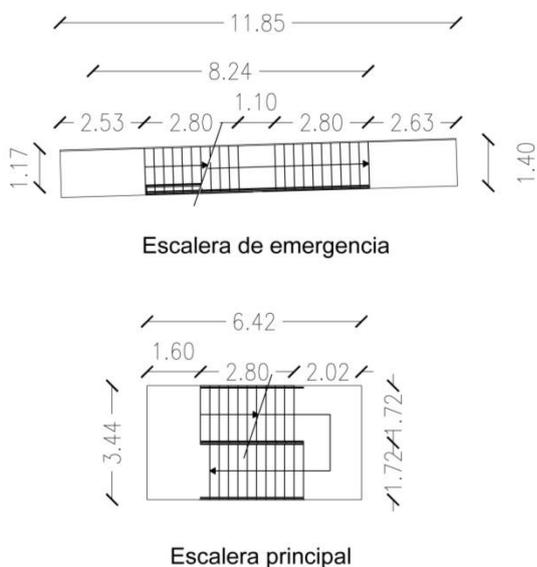


Figura 2.14.- Planta esquemática de escaleras

La caja de ascensor, contigua a la escalera principal, está realizada por medio de una estructura formada por cuatro pilares que delimitan las esquinas de la caja, con cruces de San Andrés en las caras laterales y la posterior cubriendo las entreplantas. Esta estructura cubre toda la altura del edificio hasta llegar a planta sótano donde descansan sobre los muros de la fosa, como se puede ver en la figura 2.15.

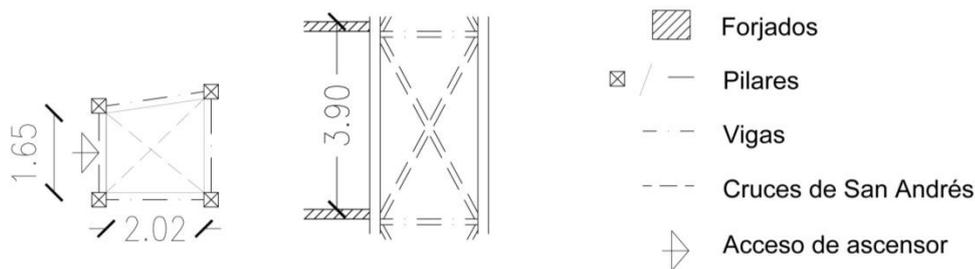


Figura 2.15.- Esquema caja de ascensor

2.3 Predimensionado

Antes de introducir la estructura en el programa de cálculo, se realizó un predimensionado para tener una base sobre la que comenzar a realizar el cálculo definitivo. A continuación se detalla el procedimiento seguido para hacer una aproximación al dimensionado de la estructura.

2.3.1 Forjado mixto

En primer lugar, antes de realizar el dimensionado de barras, era necesario saber con qué forjado contar para tener en cuenta las cargas de peso propio.

Para calcular el forjado mixto se tomó como base las cargas en los forjados de planta primera y planta segunda.

En primer lugar se tomaron las cargas superficiales de los elementos constructivos supuestos para esos forjados, una carga de $2'16 \text{ kN/m}^2$ compuesta por la carga de 1 kN/m^2 de pavimento⁵, 1 kN/m^2 de tabiques⁶ y $0'16 \text{ kN/m}^2$ de peso de falso techo continuo de cartón-yeso. Sumada a esa carga se añadió una sobrecarga de uso⁷ de 3 kN/m^2 sumando un total de $5'16 \text{ kN/m}^2$.

Teniendo esta carga junto a la ficha técnica del forjado mixto de la casa GALVADECK, uno de los fabricantes que el programa tiene en su base de datos, se seleccionó el sistema que más convenía a la estructura de entre los que la casa ofrece, en este caso un GALVADECK 15 de calibre⁸ 20 y con un recubrimiento de 5 cm de hormigón y un peso de $1'57 \text{ kN/m}^2$, cuyo esquema se representa en la *figura 2.16*.

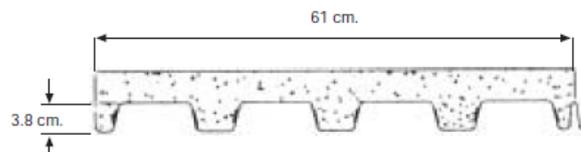


Figura 2.16.- Sección esquemática de GALVADECK 15

Se escogió este en concreto, pudiéndose escoger calibres mayores un poco más ligeros que de igual forma soportaban la carga necesaria, porque con el calibre 20 se podían obtener luces de hasta 2 m sin necesidad del uso de sopandas temporales y la variación del peso⁹ del forjado mixto, entre estos calibres, es prácticamente despreciable a la hora de tener cuenta la influencia de este en el resto de la estructura.

⁵ CTE DB SE-AE, Tabla C.5, Solados: Pavimento cerámico < 8 cm.

⁶ CTE DB SE-AE, 2.1. apartado 3.

⁷ CTE DB SE-AE, Tabla 3.1, Categoría C1: Zonas con mesas y sillas juntamente con zonas de tránsito medio de personas.

⁸ El calibre es la distancia libre que hay entre centro y centro del canal de la chapa colaborante.

⁹ GALVADECK 15: Calibre 24 - e=5cm ($1'52 \text{ kN/m}^2$), Calibre 22 - e=5cm ($1'55 \text{ kN/m}^2$), Calibre 20 - e=5cm ($1'57 \text{ kN/m}^2$).

2.3.2 Forjado de hormigón armado

Para el forjado sanitario, se realizó un supuesto de forjado unidireccional con viguetas pretensadas y canto 30 cm. Tomando este tipo de forjado, resultó peso propio inicial de 2'86 kN/m² extraído de la base de datos del programa de cálculo, por medio de un forjado tipo de las mismas características.

El resto de cargas de los elementos constructivos supuestos era igual que el contado para el forjado de chapa, exceptuando que en este caso no era necesario contar con el peso de un falso techo, de modo que la carga correspondiente era de 2 kN/m². Sin embargo la sobrecarga de uso¹⁰ en esta planta es de 5 kN/m², de modo que el total de carga para realizar el predimensionado es de 9'86 kN/m².

Una vez obtenida la carga, se realizó el cálculo por medio de la fórmula de la EHE¹¹:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C}$$

Siendo:

δ_1 Factor que depende de la carga total y que tiene valor de $\sqrt{q/7}$, siendo q la carga total en kN/m².

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

L Luz de cálculo de forjado, en este caso la mayor luz de vigueta del forjado con una longitud de 5'27 m.

C Coeficiente que se toma de la Tabla 5.2.2.1.b de la EHE cuyo valor¹² equivale a 24 en este supuesto.

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}} = \sqrt{\frac{9'86}{7}} = 1'19$$

$$\delta_2 = \left(\frac{L}{6}\right)^{1/4} = \left(\frac{5,27}{6}\right)^{1/4} = 0'96$$

$$h_{\min} = 1'19 \cdot 0'96 \cdot \frac{5'27}{24} = 0'25 \text{ m}$$

Aun resultando un canto mínimo de 25 cm, se escogió el forjado de canto de 30 cm en previsión de la función que el forjado tiene que ejercer en la zona de sótano.

2.3.3 Vigas metálicas

En este apartado se exponen los resultados, con un ejemplo detallado, de los predimensionados realizados en las vigas más significativas del proyecto.

¹⁰ CTE DB SE-AE, Tabla 3.1, Categorías C3, C4 y C5: Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de personas; zonas destinadas a gimnasio o actividades físicas; Zonas de aglomeración.

¹¹ EHE, artículo 50.2.21.

¹² Valor dado a forjados de viguetas pretensadas, con carga de tabiques, para un tramo interior.

Para el cálculo se realizó una comprobación de inercia para vigas apoyadas, marcando la flecha de la barra con un límite¹³ de $L/350$, siendo L la longitud de la viga a comprobar, y escogiendo en todo caso las vigas más desfavorables y las de mayor longitud dentro de la tipología a comprobar, por medio de la fórmula:

$$I_{nec} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{E \cdot f_{lím}} \cdot 10^9$$

Siendo:

I_{nec} Inercia resultante en mm^4 .

Q La carga de cálculo en kN/m

L Longitud de la barra en m.

E Módulo elástico del acero (210000 N/mm^2)

$f_{lím}$ Flecha límite de la barra en m.

.- En primer lugar fue necesario el cálculo para las vigas que iban a formar el soporte del forjado mixto, para luego tomar orientativamente el peso de incidencia de estas sobre la estructura principal. Para ello se realizó la comprobación con las luces máximas que se iban a permitir para el forjado de chapa, 2m, con un esquema de incidencia tal como la *figura 2.17*.

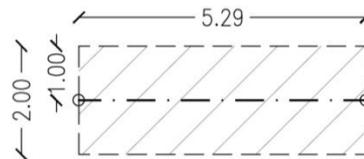


Figura 2.17.- Esquema de viga de soporte de forjado

La limitación de flecha para esta viga resulta de:

$$L/350 = 5290\text{mm}/350 = 15'11\text{mm} (0'01511\text{m})$$

La combinación de cargas de la primera y segunda planta tomadas se realizó contando con todas las cargas de la planta al mismo tiempo:

| | |
|--|----------------------|
| a) Pavimento | 1 kN/m^2 |
| b) Tabiques | 1 kN/m^2 |
| c) Falso techo | 0'16 kN/m^2 |
| d) Peso propio forjado de chapa GALVADECK 15 | 1'57 kN/m^2 |
| e) Sobrecarga de uso | 3 kN/m^2 |

$$g_{p1} = (1 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) + (1 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) + (0'16 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) + (1'57 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) = 7'46 \text{ kN/m}$$

$$q_{p1} = 3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m} = 6 \text{ kN/m}$$

$$Q_{p1} = 7'46 \text{ kN/m} + 6 \text{ kN/m} = \mathbf{13'46 \text{ kN/m}}$$

¹³ CTE DB SE, apartado 4.3.3.1: Limitación de flecha pensando en el confort de los usuarios.

La combinación para cubierta se realizó contando con todas las cargas permanentes, junto con la sobrecarga de uso y descartando la carga de nieve¹⁴:

| | |
|---|------------------------|
| a) Pavimento ¹⁵ | 2'5 kN/m ² |
| b) Repercusión de peso de chimeneas ¹⁶ | 0'3 kN/m ² |
| c) Falso techo | 0'16 kN/m ² |
| d) Peso propio forjado de chapa GALVADECK 15 | 1'57 kN/m ² |
| e) Sobrecarga de uso ¹⁷ | 2 kN/m ² |

$$g_{PC} = (2'5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) + (0'3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) + (0'16 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) + (1'57 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) = 9'06 \text{ kN/m}$$

$$q_{PC} = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m} = 4 \text{ kN/m}$$

$$Q_{PC} = 9'06 \text{ kN/m} + 4 \text{ kN/m} = 13'06 \text{ kN/m}$$

Una vez obtenidas las repercusiones en las vigas para el predimensionado, se realizó el cálculo de las inercias necesarias para aguantar con una flecha limitada de L/350:

$$I_{nec P1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{13'46 \cdot 5'29^4}{210000 \cdot 0'01511} \cdot 10^9 = 43253650 \text{ mm}^4$$

$$I_{nec PC} = \frac{5}{384} \cdot \frac{13'06 \cdot 5'29^4}{210000 \cdot 0'01511} \cdot 10^9 = 41968252 \text{ mm}^4$$

Con estas inercias el último paso era encontrar, por medio de prontuarios, un perfil con una inercia igual o mayor a la de los resultados, en este caso un perfil *IFE 270* cumple para ambas plantas, con una inercia I_y de $5790 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

Teniendo las vigas que formaban la estructura secundaria, se continuó realizando los cálculos para el resto de la estructura.

El elemento más significativo de la estructura a tener en cuenta era la solución que sería necesaria para cubrir las luces de 12 metros de la zona polivalente, por ello el siguiente paso fue realizar el cálculo para averiguar la inercia necesaria e intentar solucionar la estructura con un perfil que cumpliera los requisitos del predimensionado y con un esquema como el de la *figura 2.18*.

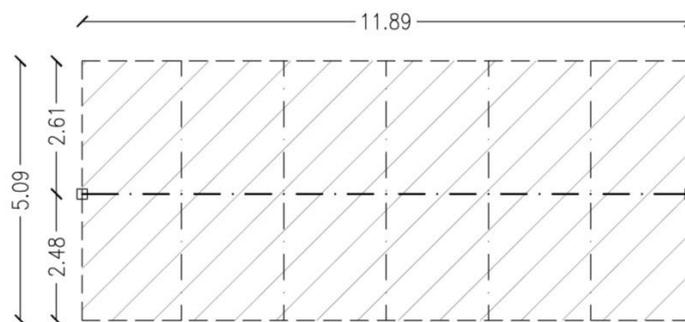


Figura 2.18.- Esquema de viga de gran luz

¹⁴ Carga de 0'55 kN/m² obtenida por medio de una interpolación de valores extraídos de CTE DB SE-AE, Tabla E.2, para un edificio a una altura de 255-300 m de altitud, altura a la que se encuentra Caldes de Montbui.

¹⁵ CTE DB SE-AE, Tabla C.5, Cubierta sobre forjado: Pavimento para cubierta planta catalana.

¹⁶ Tanteo realizado contando un peso de fábrica de ladrillo doble hueco de 12kN/m³.

¹⁷ CTE DB SE-AE, Tabla 3.1, Categoría C: Suponiendo una cubierta abierta al público de tránsito bajo.

Para el cálculo utilizaron las mismas combinaciones, al ser las más desfavorables, añadiendo además como carga permanente la repercusión por metro lineal del peso propio¹⁸ de los *IPE 270* de la estructura secundaria.

$$L/350 = 11890\text{mm}/350 = 33'97\text{mm}$$

Las inercias necesarias fueron:

$$I_{\text{nec P1}} = 1272412225\text{mm}^4$$

$$I_{\text{nec PC}} = 1235202923\text{mm}^4$$

Con estas inercias un perfil convencional que pudiera encontrarse en un prontuario no era suficiente, sin embargo, las vigas alveoladas sí que cumplían con el predimensionado, en este caso una viga alveolada formada a partir de un perfil *IPE 600*, resultando una viga con un canto de 80cm con una inercia I_y de 1776931560mm^4 y solucionando así la estructura más característica de la estructura de este edificio.

Se continuó con los cálculos para las vigas más significativas o desfavorables de que cada tipología, teniendo en cuenta sus longitudes o áreas de influencia para la elección.

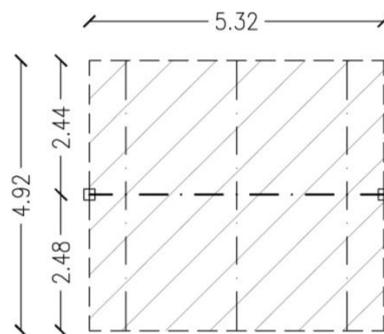


Figura 2.19.- Esquema de viga central

$$L/350 = 5320\text{mm}/350 = 15'2\text{mm}$$

Con las mismas combinaciones de acciones las inercias necesarias fueron:

$$I_{\text{nec P1}} = 110508588\text{mm}^4$$

$$I_{\text{nec PC}} = 107273712\text{mm}^4$$

De modo que se escogió un perfil *IPE 330* de inercia I_y 11770000mm^4 .

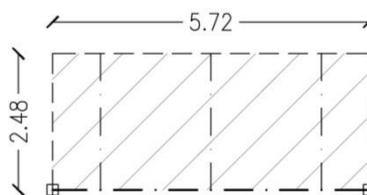


Figura 2.20.- Esquema de viga lateral

$$L/350 = 5720\text{mm}/350 = 16'34\text{mm}$$

¹⁸ $0'361\text{kN/m}$

Añadiendo a las combinaciones anteriores la carga¹⁹ de fachada, las inercias resultantes fueron:

$$I_{nec P1} = 102324520\text{mm}^4$$

$$I_{nec PC} = 100293965\text{mm}^4$$

Eligiéndose un perfil *IPE 330*.



Figura 2.21.- Esquema viga lateral de pórtico transversal

$$L/350 = 5290\text{mm}/350 = 15'11\text{mm}$$

Con las mismas combinaciones y añadiendo el peso de fachada a las cargas permanentes, el resultado fue:

$$I_{nec P1} = 47784679\text{mm}^4$$

$$I_{nec PC} = 47077710\text{mm}^4$$

Escogiendo como resultado un *IPE 270*.

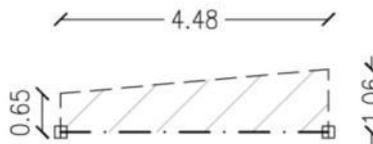


Figura 2.22.- Esquema de viga central vestíbulo

$$L/350 = 4480\text{mm}/350 = 12'8\text{mm}$$

Para esta barra no era necesario calcular la combinación de cubierta al no encontrarse en esa, por lo que se utilizó la combinación de acciones de entreplantas en la que se excluyó el peso de tabique al tratarse de una zona libre de vestíbulo, resultando:

$$I_{nec P1} = 9502776\text{mm}^4$$

Con lo que se escogió una *IPE 180* de inercia I_y 13170000 mm^4 .

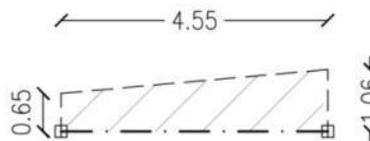


Figura 2.23.- Esquema de viga lateral de vestíbulo

Esta barra presenta las mismas características que la anterior pero añadiendo a la combinación de cargas el peso propio de fachada.

$$L/350 = 4550\text{mm}/350 = 13\text{mm}$$

¹⁹ Previendo una fachada de fábrica de ladrillo doble hueco (13kN/m^3), con aislante térmico de lana de roca de 4 cm por ambas caras ($0'02\text{kN/m}^3$), revestimiento cerámico en la cara exterior ($0'2\text{kN/m}^2$) y estructura de cartón-yeso en la cara interior ($0'02\text{kN/m}^2$), pesos extraídos del CTE DB SE-AE, Tabla C.1 y Tabla C.2

Con un resultado de:

$$I_{nec P1} = 26492730 \text{mm}^4$$

Inercia con la que se optó por un *IPE 220* de inercia I_y 27720000mm⁴

A la hora de realizar el cálculo de la zancas de la escalera principal, se tuvieron en cuenta como supuesto constructivo una repercusión de fijaciones de acero y peldaños de madera de alta resistencia²⁰, junto con las cargas de rellanos, de las mismas características que el forjado mixto de cálculo²¹. Junto a estas cargas también se consideró una sobrecarga de uso²² de 3kN/m², distribuyéndose el cálculo siguiendo el esquema de la *figura 2.23*.

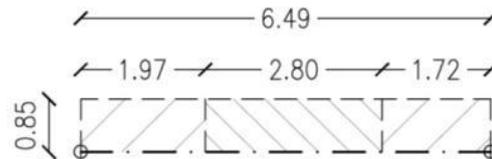


Figura 2.24.- Esquema de zanca de escalera interior

De modo que teniendo en cuenta:

$$L/350 = 6490\text{mm}/350 = 18'54\text{mm}$$

El resultado fue:

$$I_{nec Esc} = 23139456 \text{mm}^4$$

Optándose por un perfil *IPE 220*.

La viga, representada en la *figura 2.24*, se calculó teniendo en cuenta la carga recibida directamente de las zancas de escalera, junto con la parte proporcional de forjado.

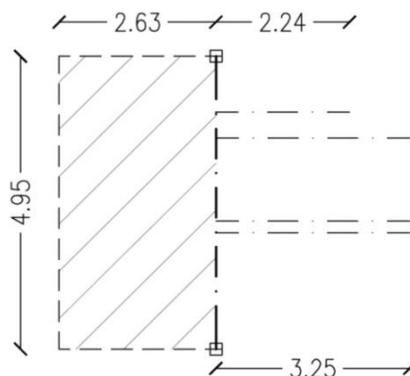


Figura 2.25.- Esquema de viga de apoyo escalera interior.

$$L/350 = 4950\text{mm}/350 = 14'15\text{mm}$$

$$I_{nec Ap} = 51757630 \text{mm}^4$$

Con esta inercia se eligió un *IPE 270*.

²⁰ 77kN/m³ y 0'25kN/m² respectivamente.

²¹ 1kN/m² de pavimento, 0'16kN/m² de falso techo y 1'57kN/m² de peso propio de forjado.

²² CTE DB SE-AE, Tabla 3.1, Categoría C, Según las zonas que comunica.

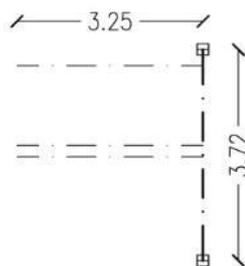


Figura 2.26.- Esquema de viga de apoyo lateral de escalera interior

$$L/350 = 3720\text{mm}/350 = 10'63\text{mm}$$

$$I_{\text{nec Ap}} = 12587408\text{mm}^4$$

Se escogió un *IPE 180* de inercia I_y 13170000 mm^4 .

Para la zanca de la escalera exterior, se realizó el cálculo con un supuesto constructivo para una escalera cubierta con chapa de acero tanto en peldaños como en rellanos, y con una sobrecarga de uso²³ de 3 kN/m^2 .



Figura 2.27.- Esquema de zanca de escalera exterior

$$L/350 = 6690\text{mm}/350 = 19'11\text{mm}$$

$$I_{\text{nec Esc}} = 16963043\text{mm}^4$$

Se eligió un *IPE 200* con una inercia I_y de 27720000 mm^4 .

.-

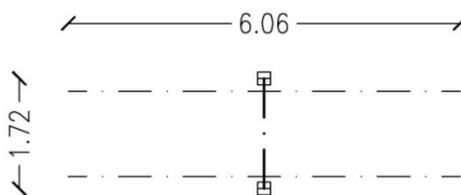


Figura 2.28.- Esquema de viga de apoyo central de escalera exterior

$$L/350 = 1720\text{mm}/350 = 4'91\text{mm}$$

$$I_{\text{nec Ap}} = 2585127\text{mm}^4$$

Inercia con la que se optó por un *IPE 140* de inercia I_y 5410000 mm^4 .

²³ CTE DB SE-AE, Tabla 3.1, Categoría C; suponiendo 2 kN/m^2 por dimensión y zonas a evacuar, más 1 kN/m^2 por la acción propia causada por la emergencia.

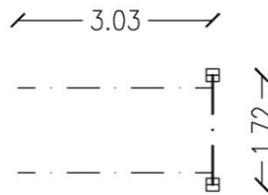


Figura 2.29.- Esquema de viga de apoyo lateral de escalera exterior

$$L/350 = 1720\text{mm}/350 = 4'91\text{mm}$$

$$I_{\text{nec Ap}} = 1292011\text{mm}^4$$

Se escogió un IPE 100 de inercia I_y 1410000mm⁴

Finalmente, se realizó un tanteo para el predimensionado de la marquesina contando el peso propio para un panel sándwich genérico de 5cm y la carga de nieve, realizando el mismo cálculo y la misma limitación de flecha.

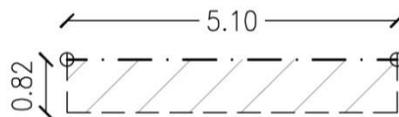


Figura 2.30.- Esquema de soporte de marquesina

$$L/350 = 5100\text{mm}/350 = 17\text{mm}$$

$$I_{\text{nec Marq}} = 13307757\text{mm}^4$$

En este caso, para la marquesina se decidió colocar un sistema realizado con tubo estructural cuadrado de sección 80x80mm y 5mm de grosor, cumpliendo de este modo con la inercia requerida.

Para la estructura de la cubierta de la zona de comunicación vertical, contando únicamente con la carga de nieve y de peso propio de panel sándwich, se decidió colocar perfiles IPE 120 suponiendo muy poca carga, aunque unas luces de prácticamente 7 metros.

2.3.4 Pilares metálicos

Con tal de predimensionar los pilares metálicos, se realizó, en primer lugar, un cálculo orientativo tomando en cuenta el axial resultante del descenso de cargas en planta baja.

Sin embargo, este cálculo no se aproximaba, en gran medida, a la comprobación real de secciones de perfil. Es por eso que, para realizar una mayor aproximación, se decidió realizar comprobaciones a pandeo, de pilares característicos que luego se iban a tomar de referencia para el resto de la estructura, que se adecuarían un poco más al dimensionado final.

Para ello se comprobaron diferentes perfiles para una esbeltez reducida (λ_k) menor a 2, esbeltez límite para elementos de la estructura principal²⁴, y aumentando sección en caso de ser necesario hasta alcanzar este valor.

El cálculo de esbeltez reducida se realizó por medio de la fórmula:

²⁴ CTE DB SE-A, Tabla 6.3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

De la cual la compresión crítica (N_{cr}) se obtuvo con el cálculo:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

Siendo:

E Módulo de elasticidad del acero (210000 N/mm²).

I Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado.

L_k Longitud de pandeo de la pieza ($L \cdot \beta$)

La β se calculó para los dos supuestos de traslacionalidad, estructura traslacional y estructura intraslacional, aunque en el cálculo con el programa se realizara para una estructura instraslacional, tal y como se ha explicado anteriormente:

$$\beta_{itr} = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0'145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0'265 \cdot \eta_1 \eta_2}{2 - 0'364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0'247 \cdot \eta_1 \eta_2} \leq 1$$

$$\beta_{tr} = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0'2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0'12 \cdot \eta_1 \eta_2}{1 - 0'8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0'6 \cdot \eta_1 \eta_2}} \geq 1$$

Los coeficientes η se encontraron por medio de:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Siendo:

K_c Coeficiente de rigidez (EI/L) del tramo del pilar analizado

K_i Coeficiente de rigidez del siguiente tramo de pilar de nudo i , nulo en caso de no existir.

K_{ij} Coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo i y posición j .

Coeficientes que siguen el patrón de la *figura 2.30*.

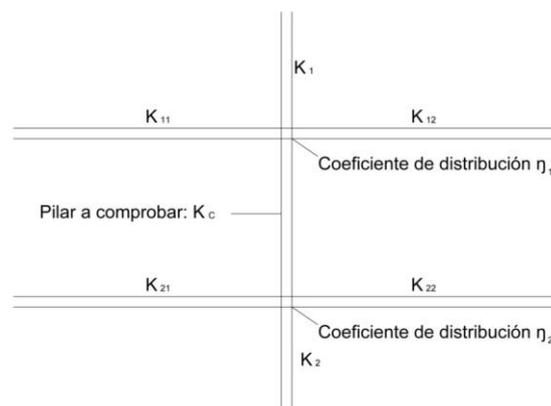


Figura 2.31.- Coeficientes de distribución

Todos estos cálculos se realizaron por medio de una hoja de cálculo, que se encuentra anexa a este documento.

Las comprobaciones resultaron con una sección genérica de *HEB 220* para todos los pilares, tras realizar la prueba con tres pilares característicos en los que coincidió el resultado.

3 CÁLCULO CON EL PROGRAMA TRICALC

En este capítulo se explica el proceso de introducción, preparación, cálculo y métodos empleados para alcanzar la solución de la estructura con el programa de cálculo estructural.

3.1 Modelización de la estructura

Para introducir la estructura ya diseñada, era preciso tener preparados y pensados crecimientos, ubicaciones, apoyos y direcciones de barras. Por ello, con tal de garantizar más precisión y fidelidad con el diseño y definición de la estructura, se prepararon dos tipos de dibujos para la introducción de la estructura.

El primero, que se realizó como base de la estructura, consistió en planos en formato DXF formados por todos los nudos de cada cota, formados por orígenes, finales e intersecciones de las barras, tanto horizontal como verticalmente.

El segundo consistía en dibujos DWG esquemáticos de cada planta en los que se indicaba los diferentes crecimientos y ubicaciones de los perfiles.

Una vez introducidos los nudos por medio de los DXF, e introducidas las barras siguiendo los DWG, la estructura alámbrica ya estaba modelizada, y teniendo ya preparada la base, se acabaron de definir las condiciones de las barras y nudos introducidos:

- a) Secciones de barras y sus crecimientos
- b) Tipos de apoyos en vigas y pilares²⁵.
- c) Zapatas con sus crecimientos y vigas riostras.

A la estructura de barras se introdujeron, para finalizar así con la modelización, los forjados con sus secciones y los muros, definiendo crecimientos y caras de extradós que el programa tendría en cuenta para los empujes del terreno.

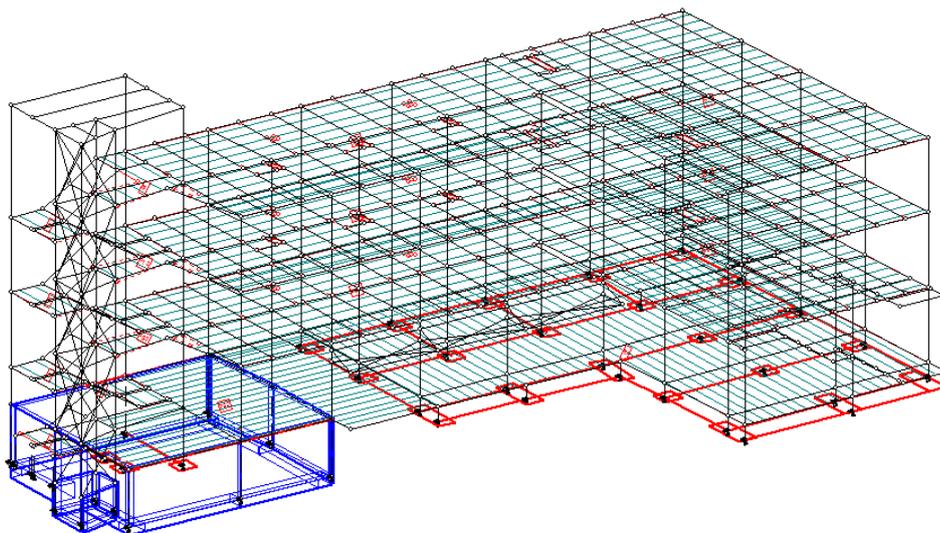


Figura 3.1.- Estructura introducida en el programa

²⁵ Nudos rígidos para los elementos que forman los pórticos, nudos articulados para las vigas apoyadas y nudos empotrados para los perfiles que acaban en la cimentación.

El programa no permite introducir el sistema diseñado para el descenso de cargas en planta forjado por medio de muros apoyados sobre las vigas de atado y riostras de la cimentación. Por ello, se realizaron dos estructuras diferentes para el cálculo: una en la que se calcularía el forjado como tal para realizar las comprobaciones de este, y otra en la que se realizaría la estructura igual pero sin el forjado en cuestión, añadiendo a las vigas de cimentación aquellas cargas que se transmitirían del forjado a estas, extraídas de la estructura anterior. De este modo, entre una y otra, se encontraría la solución para la resolución final de la estructura del edificio.

3.2 Acciones i combinaciones

3.2.1 Hipótesis

Las acciones que se aplicaron para el cálculo de la estructura en el programa son las cargas que ya se utilizaron en el predimensionado, añadiendo también los valores para las cargas de viento que se explicarán más adelante.

Las cargas permanentes, hipótesis *OG*, aplicadas a la estructura son:

1kN/m^2 Carga superficial de peso de *pavimento* aplicada a los forjados de planta baja, planta primera, planta segunda, rellanos de escalera y vestíbulos.

1kN/m^2 Carga superficial de repercusión de *tabiques* aplicada a los forjados de planta baja, planta primera y planta segunda, exceptuando los forjados de vestíbulo.

$0'16\text{kN/m}^2$ Carga superficial de peso de *falso techo* aplicada a los forjados de planta primera, planta segunda, cubierta y rellanos.

$2'5\text{kN/m}^2$ Carga superficial de peso de *pavimento* aplicada al forjado de la zona de cubierta.

$0'3\text{kN/m}^2$ Carga superficial de repercusión de *chimeneas* aplicada al forjado de la zona de cubierta.

$0'1\text{kN/m}^2$ Carga superficial de peso de *panel sándwich* aplicada a techo de vestíbulo de planta cubierta y en la marquesina.

$8'18\text{kN/m}$ Carga lineal de peso de *fachada* aplicada a las vigas que limitan la estructura en planta baja, planta primera y planta segunda, incluso zancas de escalera interior en borde.

$2'34\text{kN/m}$ Carga lineal de peso de *antepecho de cubierta* aplicada a las vigas que limitan la estructura en la zona de cubierta.

$0'2\text{kN/m}$ Carga lineal de peso de *peldaños* aplicada en zancas de escalera interior.

$0'46\text{kN/m}$ Carga lineal de peso de *peldaños* aplicada en zancas de escalera de emergencias.

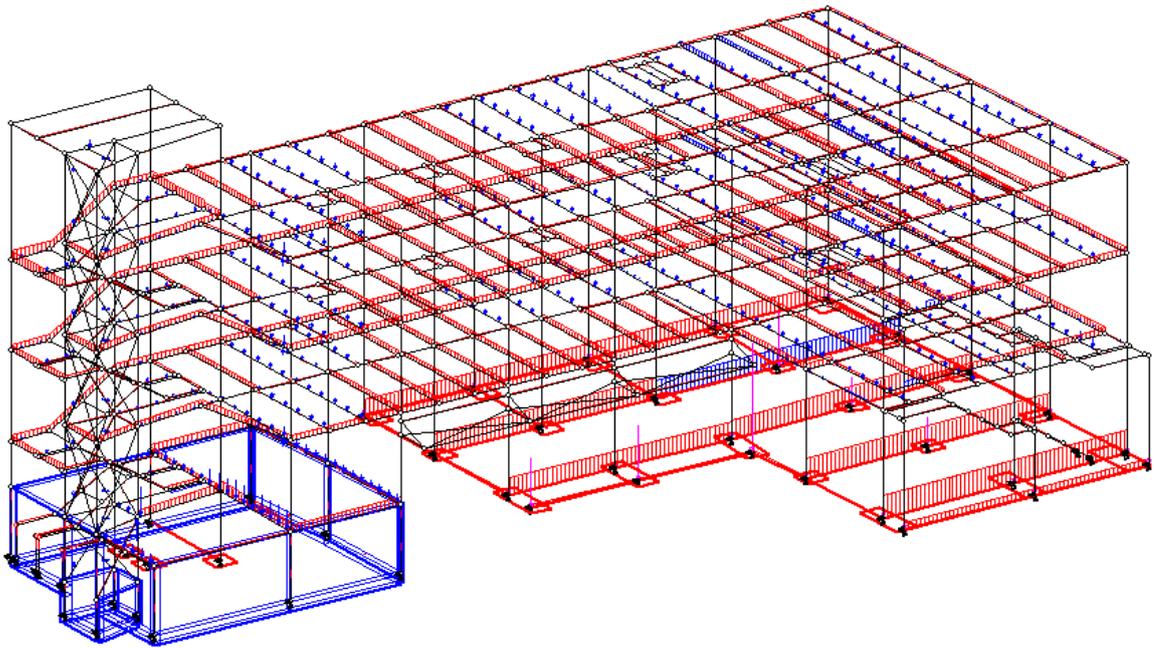


Figura 3.2.- Cargas permanentes sobre estructura

Las sobrecargas de uso aplicadas, correspondientes a la hipótesis $Q1$, son:

3kN/m^2 Carga superficial aplicada en los forjados de planta primera, planta segunda, rellanos de escalera y vestíbulo de planta cubierta.

5kN/m^2 Carga superficial aplicada en forjado de planta baja.

2kN/m^2 Carga superficial aplicada en forjado de la zona de cubierta.

$2'50\text{kN/m}$ Carga lineal aplicada en zancas de escalera interior.

$2'16\text{kN/m}$ Carga lineal aplicada en zancas de escalera exterior.

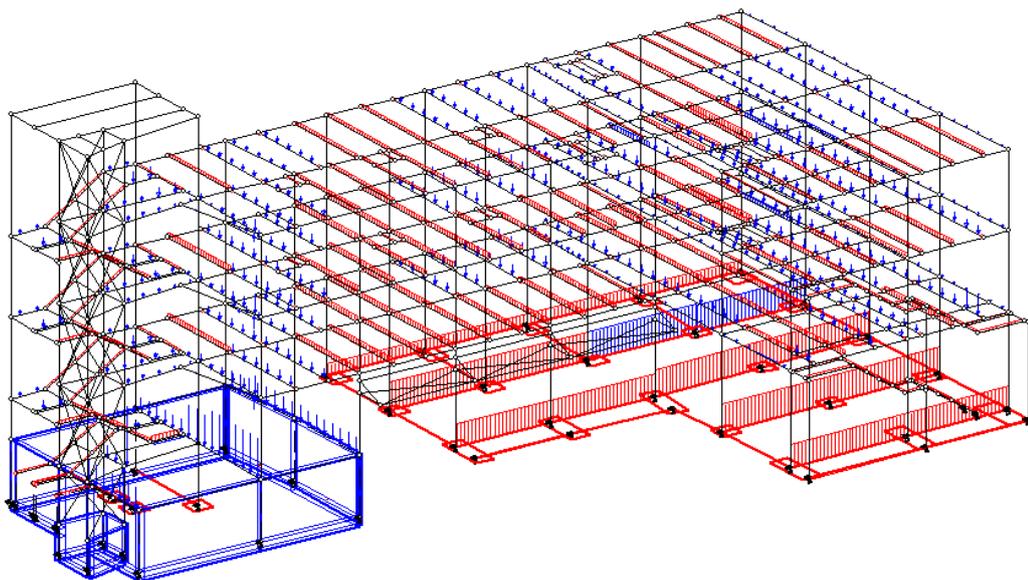


Figura 3.3.- Sobrecargas de uso aplicadas a la estructura

La carga de nieve, hipótesis 22, con una carga superficial de 0'55kN/m² y aplicada en zona de cubierta, techo de vestíbulo de planta cubierta y marquesina.

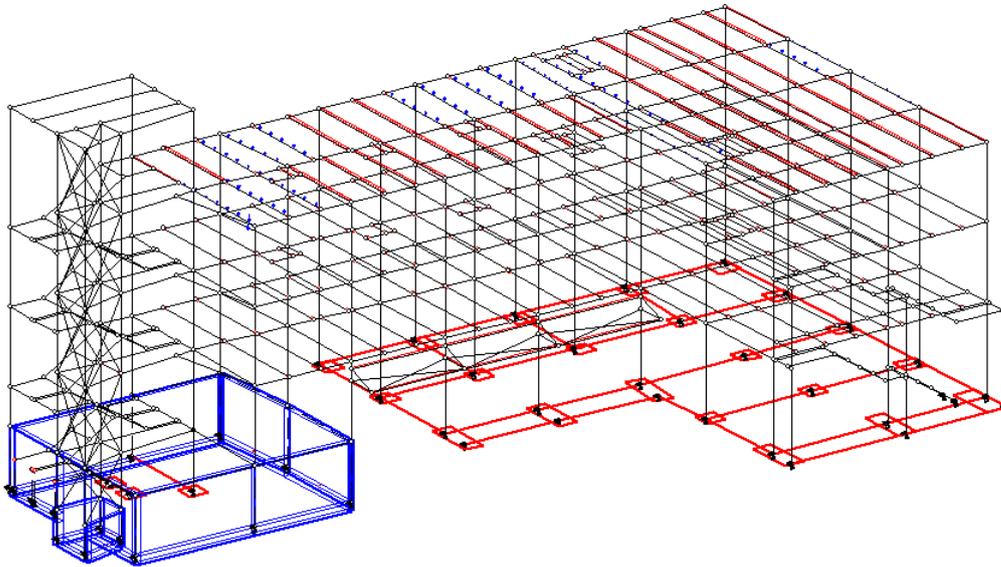


Figura 3.4.- Carga de nieve aplicada a estructura

Las cargas de viento, a las que les corresponde las hipótesis W1 (3), W2 (4), W3 (25) y W4 (26), se distribuyeron siguiendo el esquema representado en la figura 3.5.

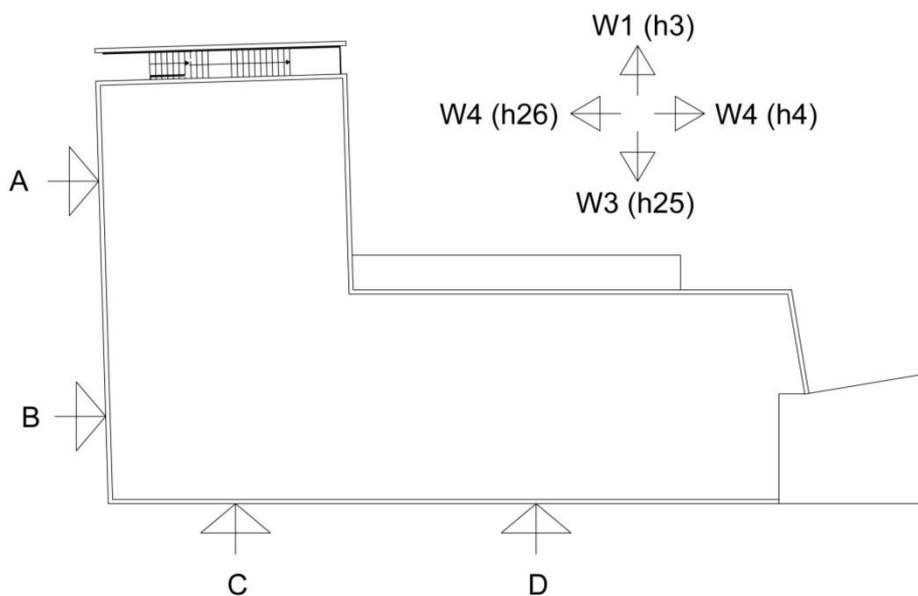


Figura 3.5.- Esquema de aplicación de cargas de viento

Donde las letras A, B, C y D corresponden a las diferentes esbelteces del edificio con las que se realizó el cálculo para la repercusión por metro lineal, que después se aplicaría a las vigas de perímetro de planta que era la zona de descarga de fachada, por medio de la fórmula:

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

Siendo:

q_e Carga superficial de viento a aplicar.

q_b Presión dinámica de viento, que depende de la zona geográfica de ubicación del edificio²⁶.

c_e Coeficiente de exposición, que para edificios urbanos de hasta 8 plantas basta con contar con un valor de 2,0²⁷.

c_p Coeficiente de presión/succión que depende de la esbeltez del edificio²⁸.

Para el caso de este edificio resultó la siguiente fórmula:

$$q_e = 0'52 \cdot 0'5 \cdot c_p$$

En el que el valor de c_p correspondía para cada caso:

| Sección | Esbeltez | Coeficiente de presión | Coeficiente de succión |
|---------|----------|------------------------|------------------------|
| A | 0'975 | 0'8 | -0'5 |
| B | 0'293 | 0'7 | -0'3 |
| C | 0'532 | 0'7 | -0'4 |
| D | 1'17 | 0'8 | -0'55 |

Con estos valores, las cargas resultantes, tanto superficiales como lineales dependiendo de las luces de incidencia en las vigas representadas en la *figura 3.6*, fueron:

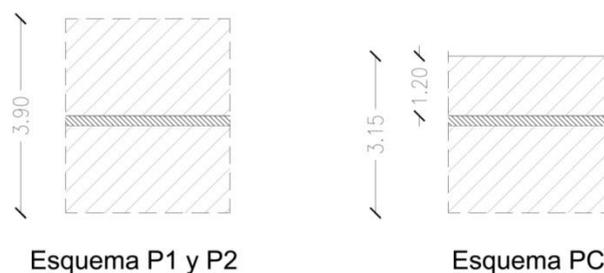


Figura 3.6.- Esquema de luces de incidencia

| Sección | Presión/succión (q_e) | Carga lineal p/s (P1 y P2) | Carga lineal p/s (PC) |
|---------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|
| A | 0'832/-0'52 | 3'24/-2'02 | 2'62/-1'64 |
| B | 0'728/-0'312 | 2'84/-1'22 | 2'29/-0'98 |
| C | 0'728/-0'416 | 2'84/-1'62 | 2'29/-1'31 |
| D | 0'832/-0'572 | 3'24/-2'24 | 2'62/-1'80 |

²⁶ Valor extraíble de CTE DB SE-AE, Anejo D.

²⁷ CTE DB SE-AE, 3.3.2, Apartado 1.

²⁸ Valor extraíble comprobando la esbeltez, altura del edificio entre profundidad, en CTE DB SE-AE, Tabla 3.5.

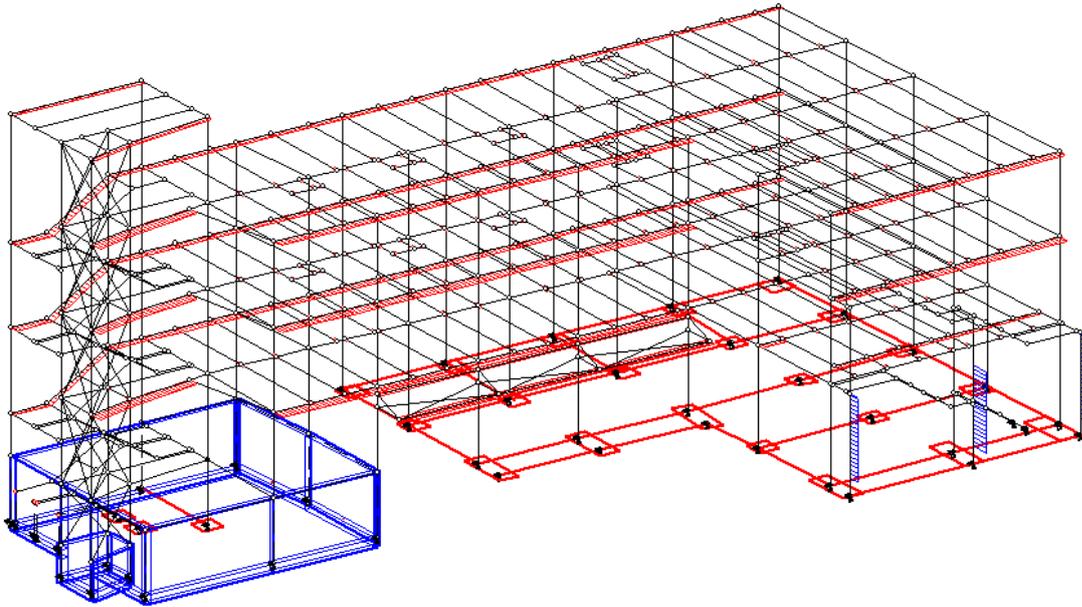


Figura 3.7.- Ejemplo de una carga de viento aplicada a estructura

La carga sísmica para el cálculo de este edificio no se tuvo en cuenta debido a que la aceleración sísmica²⁹ a_b es de 0'04 g (inferior a 0'08 g) en la zona donde se ubica el edificio, añadiendo además que se trata de un edificio de importancia normal³⁰ y que los pórticos están bien arriostrados en todas direcciones, tal y como se indica³¹ en la normativa NCSE 02 para estos casos.

3.2.2 Combinaciones

Las combinaciones que el programa ha utilizado para el cálculo de la estructura, teniendo en cuenta los diferentes coeficientes de aplicación para cada combinación del CTE, son:

E.L.U. Situaciones persistentes o transitorias:

.- Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 (Hipótesis 0 y 1)

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

.- Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 (Hipótesis 0, 3, 4, 22, 25 y 26)

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

.- Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 (Hipótesis 0, 1, 3, 4, 22, 25 y 26)

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

E.L.S. Estados Límite de Servicio:

²⁹ NCSE 02, Figura 2.1

³⁰ Su destrucción puede ocasionar víctimas e interrumpir un servicio para la colectividad.

³¹ NCSE 02, Apartado 1.2.3.

.- Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 (Hipótesis 0 y 1)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes (casi permanentes en CTE):

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

.- Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 (Hipótesis 0, 3, 4, 22, 25 y 26)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

.- Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 (Hipótesis 0, 1, 3, 4, 22, 25 y 26)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

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 o comprobación de los elementos que integran la estructura.

3.3.1 Esfuerzos

La determinación de esfuerzos se ha realizado mediante un análisis lineal en 1^{er} orden. El programa aplica el método matricial de las deformaciones a una estructura de barras tridimensional. Ello implica que todos los componentes de la estructura han sido discretizados como un conjunto de barras.

Se han definido todos los forjados como “rígidos en su plano”, es decir, considerando el efecto diafragma.

Los límites de equilibrio que se han tenido en cuenta en el cálculo de esfuerzos son de 1kN para fuerzas y de 1kNm para momentos en equilibrio de nudos. Para la comprobación del equilibrio global de fuerzas los valores son de 10kN en cada uno de los ejes (X, Y y Z).

Según el CTE SE-A es necesario comprobar la estabilidad lateral de estructuras ligeras, tal y como es al caso de la estructura calculada, teniendo en cuenta desviaciones geométricas de fabricación y montaje, variaciones locales del límite elástico, de tensiones residuales, etc. Y para ello es suficiente considerando un desplome inicial cuyo valor dependerá del edificio.

En el caso de la estructura objeto del proyecto, y usando los valores descritos en el apartado 5.4.1 del documento básico anterior, al ser una estructura con al menos cuatro soportes y tres alturas se ha tomado como valor horizontal/vertical 1/400 en el sentido X+, que es el sentido de los pórticos principales de la estructura.

3.3.2 Hormigón armado - Armado de Barras

Para el cálculo de vigas, en primer lugar, se ha escogido la armadura de piel y de montaje con un armado de barras de $\varnothing 10\text{mm}$, siguiendo la normativa EHE. De esta armadura el programa únicamente ha contado como armadura resistente la inferior. La superior no se ha tomado como resistente pensando en que la distribución de estribos en la viga resulta teniendo en cuenta la armadura longitudinal resistente a compresión, generalmente la longitudinal superior. De este modo el programa ha contado los refuerzos con barras de un diámetro mínimo de $\varnothing 12\text{mm}$ en vez de la armadura de montaje de $\varnothing 10\text{mm}$, obteniendo un resultado más adecuado para el cálculo de estribos.

La armadura de refuerzo escogida para el cálculo de vigas es de barras de $\varnothing 12\text{mm}$, $\varnothing 16\text{mm}$, $\varnothing 20\text{mm}$ y $\varnothing 25\text{mm}$.

Las armaduras para estribos en vigas de hormigón se han calculado con barras de $\varnothing 8\text{mm}$ y $\varnothing 10\text{mm}$. La distribución de estos se ha realizado con una separación mínima de 8cm, para mayor facilidad de puesta en obra, y con posibles modulaciones de 2cm hasta un máximo de 60cm.

El recubrimiento del armado longitudinal varía dependiendo de la ubicación de las vigas y pilares de cálculo ya que el ambiente precisa de uno u otro, tal y como se indica en la EHE. En el caso de esta estructura tenemos dos tipos de ambientes: el I para interiores y aquellos elementos que se encuentran a una profundidad mayor de 2m, puesto que el terreno a partir de esa cota no tiene ningún tipo de riesgo; y un ambiente Qa para los elementos que están en contacto con el terreno entre las cotas 0m y 2m, que es una cota con ataque débil al hormigón.

De este modo para las vigas y pilares del forjado sanitario se ha establecido un recubrimiento de 50mm (40mm nominales para ambientes Qa, más 10 mm de diámetro posible de estribo). En la comprobación a fisuración de estos elementos se limitará la fisura a 0,10mm siguiendo la EHE.

Para las vigas y pilares interiores, puesto que no hay ninguna en contacto con el terreno entre las cotas 0m y 2m, el recubrimiento que se ha introducido es de 25mm (15mm nominales más 10mm de diámetro posible de estribo). La fisura se limita a 0,40mm en la comprobación de fisuración para estos elementos.

El denominador introducido para el cálculo del momento flector positivo mínimo de vigas es de 8, que es el de cálculo normal.

Las vigas se han comprobado a torsión por los esfuerzos recibidos en aquellas que sirven de conexión entre muros y forjados. Sin embargo no se ha calculado la flexión lateral al estar todas embebidas en el forjado de la cota 0m.

Debido al tamaño de las vigas, se ha considerado la separación máxima entre ramas de estribos para vigas no mayores de 30cm, tal y como se indica en la EHE.

Para el cálculo de pilares de hormigón se han utilizado barras de montaje de $\varnothing 12\text{mm}$, $\varnothing 16\text{mm}$, $\varnothing 20\text{mm}$ y $\varnothing 25\text{mm}$, y permitiendo un redondo más de refuerzo por cara, aparte de los cuatro de montaje, en caso de ser necesario. Se ha igualado el número de barras y el diámetro de las mismas en las cuatro caras de los pilares calculados para mayor facilidad constructiva.

Las armaduras para estribos en pilares de hormigón se han calculado con barras de $\varnothing 8\text{mm}$ y/o $\varnothing 10\text{mm}$, con una distribución de entre 10 y 60cm y módulos intermedios de 5cm.

No ha sido necesario comprobar los pilares a torsión ya que el pilar en cuestión no tiene posibilidad de giro.

El tamaño de árido del hormigón utilizado en este apartado es de 20mm, el usual para hormigones en construcción.

Se ha comprobado el único pilar de hormigón armado existente a pandeo como elemento intraslacional ya que este, a diferencia del resto de pilares de la estructura por encima de la cota 0, no tiene prácticamente posibilidad de desplazamiento.

El cálculo de las barras de hormigón armado se ha realizado utilizando secciones en intervalos de 30cm, una medida que aumenta la precisión de cálculo aunque sin retrasar demasiado el ordenador tarda en realizarlo.

A la hora de comprobar la flecha para elementos de hormigón armado se ha comprobado tanto para Flecha Total como para Flecha Activa.

La Flecha Total se limita a una flecha relativa admisible de $L/350$ en vanos, valor tomado pensando en el confort de los usuarios tal y como se explica en el CTE (DB-SE 4.3.3.1-2).

La Flecha Activa se limita a $L/400$ en vanos, valor que se toma considerando la existencia de tabiques ordinarios en los planos de cálculo.

Para la comprobación de flecha, se han precisado unos porcentajes de las cargas de la estructura para tomar en cuenta a la hora de realizar las comprobaciones a flecha Activa.

En relación a los pesos propios del edificio para hormigón armado, se ha precisado un 73% de peso de estructura, y un 24% de peso de tabiquería. Los cálculos de los porcentajes se encuentran explicados dentro de los cálculos adjuntos.

Como sobrecargas del edificio, utilizadas para calcular la flecha diferida, se ha establecido un 100% ya que las sobrecargas son de la hipótesis 1, la que se utiliza para el cálculo, son las únicas sobrecargas gravitacionales del edificio.

Para la comprobación de la Flecha Activa, el número de meses que transcurriría desde la construcción de la estructura hasta la de la tabiquería se ha previsto en 3 meses.

El número de meses para el cálculo de flecha diferida es de 5 años, que es lo que el programa toma como “tiempo infinito”.

El tiempo de desencofrado establecido es el común en construcción, de 28 días.

3.3.3 Secciones de acero

Las barras, de igual modo que con las de hormigón armado, se comprobarán en secciones de cada 30 cm.

Para las barras de acero se ha establecido los límites para la esbeltez reducida de 3, tal y como se indica en el CTE DB-SE A.

La flecha para los elementos de acero se ha comprobado a Flecha Total y Flecha Instantánea de Sobrecarga.

Siguiendo los límites establecidos en el CTE DB-SE 4.3.3.1, para Flecha Total se ha comprobado con un límite de $L/350$, valor definido teniendo en mente el confort de los usuarios.

Para la Flecha Instantánea de Sobrecarga se ha establecido en $L/400$, pensando en el estado de los elementos constructivos que cargan sobre las barras, en este caso tabiquería ordinaria.

Puesto que se ha realizado un análisis en 1^{er} orden, para la comprobación a pandeo de los pilares se ha aplicado la normativa para el caso de estructura traslacional.

3.3.4 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. Este valor se utiliza tanto para el cálculo de zapatas como de vigas zapata.

Las zapatas se han dimensionado rígidas, con base cuadrada para zapatas aisladas. Las zapatas de medianera se calcularán con un coeficiente de 2:1, proporción en la que el lado mayor será el doble del corto para así reducir de manera significativa el momento debido a la excentricidad.

El lado mínimo que se ha establecido a las zapatas es de 60cm, mientras que el mayor es de 500cm.

Las barras que se han utilizado para calcular el armado de las zapatas son de diámetro del $\varnothing 12\text{mm}$, $\varnothing 16\text{mm}$, $\varnothing 20\text{mm}$ y $\varnothing 25\text{mm}$, con una separación mínima de 10cm y posibles modulaciones de 5cm.

El recubrimiento dependerá de la cota en la que se encuentren, tal y como ya se ha explicado anteriormente, y por ello aquellas que se encuentren en la cota -75cm, con un ambiente Qa, tendrán un recubrimiento de 50mm mientras que el resto será de 25mm al ser de ambiente I.

No ha sido necesario realizar la comprobación a deslizamiento y vuelco debido al arriostramiento total de la cimentación.

Las vigas zapata han sido calculadas con un ancho mínimo de 40cm, tamaño mínimo para pala excavadora, y posibles modulaciones de 5cm.

Los diámetros de barras para el armado longitudinal son de $\varnothing 12\text{mm}$, $\varnothing 16\text{mm}$, $\varnothing 20\text{mm}$ y $\varnothing 25\text{mm}$; y el armado para estribos es de diámetro $\varnothing 8\text{mm}$, $\varnothing 10\text{mm}$, $\varnothing 12\text{mm}$ y $\varnothing 16\text{mm}$, colocado a una distancia mínima de 10cm y con módulo de 5cm.

La tensión admisible que se ha usado para el cálculo es la definida en el estudio geotécnico del proyecto, de 0'235 MPa. El resto de características del terreno, tal y como se muestra en la *figura 3.8*.

Descripción: Estrato resistente Copiar de..

Características del terreno

Naturaleza
 Terreno Roca

| | | |
|----------------|---|-----------------------|
| γ_d | Densidad seca (kN/m ³) | 18,5 |
| γ_n | Densidad aparente (kN/m ³) | 23,15 |
| γ_{sum} | Densidad sumergida (kN/m ³) | 12,70 |
| c' | Cohesión aparente (kN/m ²) | 8,00 |
| q_u | Resistencia a la compresión simple (kN/m ²) | 138,83 |
| ϕ' | Ángulo de rozamiento interno (grados) | 41,00 |
| δ' | Ángulo de rozamiento terreno-cimiento (grados) | 2/3 · ϕ' ▾ 27,33 |
| | Coefficiente de rozamiento cimiento-terreno | 2/3 · tg ▾ 0,58 |
| | Coefficiente de balasto vertical placa 30x30 (MPa/m) | 138,88 |
| | Presión vertical efectiva del terreno, q'_0 (MPa) | 0,235 |

Figura 3.8.- Cuadro de características del terreno

3.3.5 Forjados Unidireccionales

En este apartado se engloban las características y opciones para la comprobación de secciones de forjados unidireccionales, tanto de hormigón armado como de chapa metálica y para el cálculo de su armado.

El programa ha calculado las armaduras de negativo y positivo para los forjados de ambas tipologías con barras de diámetros de $\varnothing 8\text{mm}$, $\varnothing 10\text{mm}$, $\varnothing 12\text{mm}$, $\varnothing 16\text{mm}$ y $\varnothing 20\text{mm}$. La longitud de estas se ha redondeado en cada caso a múltiplos de 5cm para mayor facilidad constructiva.

Las armaduras de negativo se han calculado con un recubrimiento de 25mm desde la cara superior de las barras hasta la cara superior del forjado.

Se han calculado con un máximo de dos grupos de negativos y con un máximo de cuatro barras de negativo por extremo de vigueta, permitiendo colocar así dos y dos a cada lado de esta. Cada grupo de negativos está formado por barras que tienen el mismo diámetro y la misma longitud.

Para las armaduras de positivo, opción de cálculo que en esta estructura solo es necesaria para el cálculo de los forjados de chapa, se ha calculado con un recubrimiento de 25mm y con un máximo de dos barras por seno. De todas formas el uso de estos se ha minimizado utilizando la chapa como elemento resistente y trabajando así el conjunto como losa mixta.

Se ha realizado para ambos tipos de forjado la comprobación a Flecha Total tomando un valor de luz de $L/350$, garantizando así el confort de los usuarios según el CTE, y la flecha Activa con un $L/400$ teniendo en mente los elementos constructivos apoyados sobre ellos.

Para el cálculo al programa se le ha indicado que realice las comprobaciones de flecha utilizando la rigidez fisurada, en vez de la rigidez bruta del forjado, cuando el máximo momento de servicio sea mayor que el momento de fisuración, valor definido en las ficha del forjado escogido.

Se ha previsto para la comprobación de Flecha Activa un paso de tres meses desde la construcción de la estructura hasta el fin de la construcción de tabiquería. Del mismo modo se le ha indicado al programa 60 meses (5 años) para el cálculo de la flecha diferida, valor que el programa toma como "tiempo infinito". Los días para el desencofrado serán los habituales 28 días.

Los porcentajes de cargas que el programa usa para las comprobaciones de fisuración serán diferentes para los dos tipos de forjado. Los cálculos de porcentajes se encuentran adjuntos.

Para el forjado de hormigón armado los valores son de un 73% para el peso de estructura en referencia a los pesos de cargas permanentes, y de un 24% para tabiquería. El forjado de chapa tiene un porcentaje de 43% en peso de estructura y de 27% de tabiquería en Planta Baja y Planta Primera. Los porcentajes de forjado de chapa variarán en la planta de la cubierta ya que las cargas permanentes son diferentes. En el último piso los porcentajes de cargas para el forjado de chapa son de 35% de peso de estructura y 7% de peso de tabiquería, que en este caso se contará la carga repartida de las chimeneas existentes.

Para todos los casos el porcentaje de sobrecarga de larga duración será de 100% al ser las cargas introducidas en la hipótesis 1 las únicas sobrecargas gravitacionales existentes en el cálculo de esta estructura.

Se han realizado los cálculos para forjados de hormigón y de chapa homogeneizando los modelos en paños y forjados. El cálculo de esfuerzos y de flecha se ha realizado como plástico y sin redistribución de cargas.

Los forjados de hormigón tienen dos exposiciones diferentes de modo que se han introducido y calculado con las dos variaciones. El forjado sanitario tendrá ambiente I en la losa superior, ambiente interior, y Q_a en viguetas, que sería la parte inferior y en contacto con el terreno. El forjado del sótano tendrá ambiente I en ambos casos.

En relación a las viguetas y bovedillas, se ha establecido un macizado del 5% de la luz de las mismas en cada lado. Las viguetas tienen una longitud de entrega de 10cm y las bovedillas un ancho de 15cm, en ambos casos podrán tener modulaciones de 5cm.

Los forjados de chapa presentan únicamente la exposición I en cara superior, ambiente para interiores.

Los cálculos se para chapa se han realizado de modo que el programa seleccione un espesor de chapa que minimice el uso de sopandas. Durante la fase de ejecución se le permitirá a esta una flecha máxima de $L/180$ o 20mm, valor limitado por la norma americana ASCE tomada también aquí.

3.3.6 Muros de sótano

En este apartado se especifican los valores y opciones para el cálculo de muros de sótano y sus cimentaciones.

Se ha realizado la comprobación y cálculo de muros con un coeficiente de seguridad de 1'5, del mismo modo que para el cálculo de zapatas aisladas.

El cálculo de armado se ha realizado en base a barras de acero, permitiendo diámetros de $\varnothing 12\text{mm}$, $\varnothing 16\text{mm}$, $\varnothing 20\text{mm}$ y $\varnothing 25\text{mm}$ separadas entre sí como mínimo 10cm y utilizando posibles módulos de 5cm.

Los muros están en contacto con el terreno con agresividad química al hormigón débil, por lo que se ha contado con el recubrimiento de armado necesario para estos casos, de 50mm, y con una comprobación de fisuración con un máximo de 0,1mm en fisuras.

La comprobación al vuelco se ha realizado con los coeficientes de seguridad de 0'9 para acciones estabilizadoras y de 1'8 para acciones desestabilizadoras, y la comprobación de deslizamiento considerando un coeficiente de 0'9 para empuje pasivo.

El programa ha realizado el cálculo de zapatas, tomando estas como flexibles y con las mismas características de terreno que se han definido en cimentación.

Para incluir las cargas de empuje del terreno, se han incluido a las características del estrato resistente valores predefinidos del programa, tomando una composición similar a las del resto de estratos superficiales del terreno de la estructura.

3.4 Secciones, armado y comprobaciones

Una vez obtenidos los resultados tras el primer cálculo y las primeras comprobaciones de armado y secciones de acero, como segundo tanteo después del predimensionado, se analizaron de forma que pudiera realizarse el dimensionado final, conociendo ya los esfuerzos reales de y los efectos producidos sobre la estructura modelizada.

La estructura horizontal, tanto barras como forjados, se había realizado con un predimensionado bastante acertado, por lo que no fueron necesarios grandes cambios para el correcto funcionamiento de la estructura. Sin embargo, y para adecuar el sistema a un resultado más óptimo, se redujeron algunas secciones que se habían sobredimensionado con los cálculos previos, secciones que principalmente afectaban a la estructura secundaria, soporte del forjado de chapa colaborante. Los forjados trabajaban correctamente con las secciones definidas.

En referencia a la comprobación de la estructura de hormigón armado, fue preciso aumentar la sección de la viga en planta sótano con el fin de absorber la torsión generada por el encuentro de esta con las zancas de escalera y con la que un aumento de armado transversal no era suficiente.

La estructura vertical del edificio, sin embargo, no garantizaba la estabilidad ni la capacidad portante del edificio con el dimensionado previo que se había realizado.

Tal y como ya se había previsto, el predimensionado por esbeltez no garantizaba el resultado final que dependía, en gran parte, de los momentos que transmiten las vigas alveoladas, que alcanzan valores de entre 500 y 650 kNm en los apoyos y con combinaciones mayoradas,

momentos que, debido a las dimensiones de esta parte de la estructura, afectaban al resto del edificio.

Por eso mismo, de modo que se añadiera estabilidad y aumentando la capacidad portante de las barras, se aumentaron las secciones de forma homogénea, utilizando las mismas secciones teniendo en cuenta las diferentes características y ubicaciones³². De esta forma no solamente se estabilizaba la estructura, sino que también se facilitaba el diseño y el proceso constructivo.

Los elementos de comunicación vertical precisaron también de algunas modificaciones de sección, de modo que se diera mayor resistencia o rigidez.

Los pilares y las cruces de san Andrés de la caja de ascensor que formaban parte de los pórticos principales, se aumentaron de sección de forma que cubrieran las exigencias de resistencia y rigidez que precisaban.

Del mismo modo, las zancas de escalera, con sus grandes longitudes, necesitaban una inercia mayor para aumentar la estabilidad, así que se optó por cambiar los perfiles IPE, perfiles que se optaron por escoger en el predimensionado, por unos HEB de menor sección, pero con mayor inercia en el eje principal.

3.5 Cimentación

Tras el cálculo inicial, solo las zapatas de medianería en las que reposan los pilares de apoyo de las vigas alveoladas necesitaron un canto mayor, de 80 cm, para soportar los esfuerzos recibidos con una superficie no exagerada, método que emplea el programa para solucionar estos elementos si no se limitan los valores.

Sin embargo el mayor problema para el cálculo de cimentación no se encontraba en las zapatas ni en los muros, que no precisaron de ningún cambio. Los momentos producidos por la excentricidad de carga en las zapatas de medianería de las vigas alveoladas debían ser absorbidos por riostras de gran sección y una cantidad de armado exsiva.

Como solución se añadió más peso en el centro de dichas riostras por medio de zapatas de gran canto, para así absorber con masa el momento de la excentricidad que el peso y cargas de forjado no absorbían del todo.

³² Se colocaron pilares de sección HEB 450 para los que reciben las vigas alveoladas, y de sección HEB 280 para el resto de pilares de pórticos, añadiendo algunos perfiles más de menor sección para zonas que no precisan tanta resistencia.

4 PROYECTO DE LA ESTRUCTURA

Este capítulo engloba una breve explicación del proceso de realización de los elementos que forman el proyecto de la estructura.

4.1 Planos de estructura

El propio programa de cálculo estructural tiene un sistema para la composición y definición de planos de la estructura con los resultados obtenidos en su cálculo, sin embargo varias de las soluciones y croquis de estructura resultantes del cálculo necesitaban de modificaciones y adaptaciones ya que el programa ofrece soluciones estructuralmente correctas, pero que constructivamente complicadas de interpretar o seguir.

Además, para el cálculo de esta estructura hicieron falta dos estructuras diferentes, así que había que realizar una adaptación y combinación de los elementos resultantes de ambas.

Para la realización de los planos, se extrajeron los datos y croquis que el programa proporcionaba con la estructura resuelta, adaptando después los resultados por medio del programa *Autocad*, hasta obtener la adaptación de ambas estructuras y con una presentación de mejor seguimiento en obra.

4.2 Memoria de cálculo

La memoria de cálculo se extrajo del programa, que proporciona una memoria completa que engloba todos los procesos de cálculo estructural que puede realizar el edificio.

Con tal de adaptar esta memoria a la memoria de cálculo del edificio, se extrajeron aquellos datos y procesos que únicamente implicaban el cálculo de los elementos de la estructura objeto del trabajo.

4.3 Mediciones y presupuesto

Igual que con los elementos anteriores, el programa también proporciona la medición global y detallada de la estructura calculada, con la posibilidad de realizar un presupuesto por medio de precios genéricos.

Los listados de mediciones que realiza el programa están basados en la numeración propia del programa. Estos listados tienen un orden que difícilmente se puede seguir y entender.

Así pues, añadiendo el hecho de tener que combinar las mediciones de dos estructuras diferentes, se realizaron los estados de mediciones y precios por medio de los listados del programa, agrupándolos y organizándolos con el programa *Excel*.

Los precios que se han usado para la realización del presupuesto se han extraído del banco de datos del *Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya*, añadiendo alguna consulta a profesionales del campo.

5 COSTE ENERGÉTICO Y EMISIONES DE CO₂

Últimamente, y cada vez con más fuerza, se están valorando con más minuciosidad e importancia los efectos de todo tipo de productos, procesos y elementos que inciden directa, e indirectamente, sobre el medio ambiente.

Se está adoptando una mentalidad en la que se contribuye a aumentar el bienestar general, colaborando con una actitud más concienciada con el cuidado de la naturaleza que nos envuelve, de modo que se pueda contar con un mejor futuro de que se estima si no se toma conciencia de ello.

Este trabajo quiere aportar, aparte del objetivo final, un pequeño valor a la conciencia medioambiental antes comentada, exponiendo parte de la repercusión sobre la naturaleza que tendría la realización del proyecto de la estructura.

Para ello se ha realizado una valoración del coste energético de construcción y preparación, igual que la cantidad de CO₂ emitida en dicho proceso

Estos cálculos se han realizado calculando los kw/h de energía y los kg de CO₂ utilizando para ello la base de datos del *Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya*, que proporciona la repercusión de ambos elementos por cada unidad de obra.

Utilizando las mediciones extraídas del programa y los valores de la base de datos se ha realizado una valoración total aproximada de la energía consumida y la cantidad de CO₂ emitida, desglosada también en partidas y capítulos para así poder hacer una valoración de resultados.

6 CONCLUSIONES

El proyecto muestra un edificio de uso público con presencia de zonas amplias y diáfanas en el que no se prevé la influencia de acciones de gran importancia.

La estructura que mejor parece adaptarse a estas circunstancias es un diseño realizado con estructura metálica, con un sistema de descarga unidireccional que incluye vigas alveoladas en las zonas más amplias.

Tras un predimensionado aproximado, la posterior modelización de la estructura en el programa *Tricalc*, de la cual fue necesaria la introducción de dos estructuras diferentes, y la definición de las opciones de cálculo, se han realizado diversas comprobaciones y pruebas que mayoritariamente se han centrado en rigidizar la estructura vertical, intentando solucionar también el equivalente estructural para la solución constructiva elegida de forjado sanitario en planta baja, y sus consecuencias en cimentación.

Una vez resueltos correctamente los elementos de la estructura, se ha realizado el proyecto de la estructura utilizando como base los datos proporcionados por el programa de cálculo, adaptando y modificando los resultados hasta obtener una solución correcta, unificando los datos de las dos estructuras utilizadas para el cálculo, y una presentación adecuada, ordenando y limpiando los resultados.

Con el proyecto acabado, y utilizando los datos del mismo, se ha procedido a la valoración de la repercusión medioambiental de construir el proyecto de la estructura.

7 BIBLIOGRAFIA

Gobierno de España, Ministerio de Fomento, (2009), *Código Técnico de la Edificación (CTE)*. Madrid.

Gobierno de España, Ministerio de Fomento, (2008), *Instrucción de hormigón estructural (EHE 08)*. Madrid.

Gobierno de España, Ministerio de Fomento, (2011), *Instrucción de acero estructural (EAE)*. Madrid.

Cimadevila, F.; Martín, E. y Vázquez, J. (2000), *Vigas alveoladas*. Editorial Bellisco, Madrid.

Regalado, F.; Farré, B. y Castell, V. (2004), *Biblioteca de detalles constructivos metálicos, de hormigón y mixtos*. Cype Ingenieros, Alicante.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradezco a Isabel toda la paciencia y dedicación que ha puesto en mí a lo largo de los últimos meses. Por ser capaz de guiarme, ayudarme y enseñarme tanto como lo ha hecho, soportando además mi forma de trabajo totalmente complementaria a lo que ella está acostumbrada.

También me gustaría agradecer el apoyo incondicional que me han ofrecido mis amigos en todo momento, igual que los mil ofrecimientos de ayuda con los que me abrumaron incansablemente, a pesar de no tener ni la más mínima idea de cómo poder hacerlo.

Me gustaría agradecer también a mis padres que, aunque de forma silenciosa, hayan confiado en mi capacidad y dedicación para realizar cualquier tipo de tarea que tuviera delante, sin dudarlo y en todo momento.

Por último querría dar las GRACIAS a Clara. Porque sin ella este final habría sido totalmente diferente.

Contenido del CD

Memoria del TFG (Pdf)

ANEJOS

Anejo A – Memoria de cálculo (Pdf)

Anejo B – Planos de proyecto básico (Carpeta con archivos Pdf)

Anejo C – Planos de estructura (Carpeta con archivos Pdf)

Anejo D – Medición y presupuesto (Pdf)

Anejo E – Coste energético i emisiones de CO₂ (Pdf)

Anejo F – Hoja de cálculo de comprobación de pandeo (Pdf)