



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

Trabajo Final de Grado

Análisis de la estructura de la Torre Cube I de Carme Pinós



Autor: Alberto Valero González

Tutor: Ernesto Fenollosa Forner

Escuela Técnica Superior de Arquitectura
de Valencia

Universidad Politécnica de Valencia

Curso 2015-2016



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

Trabajo Final de Grado

Análisis de la Estructura de la Torre Cube I de Carme Pinós

Autor

Alberto Valero González

Tutor

Ernesto Fenollosa Forner

Escuela Técnica Superior de Arquitectura / Universidad Politécnica de Valencia
2015-2016

Índice

1. RESUMEN	5
2. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	9
3. SOBRE CARME PINÓS	13
3.1 Breve biografía	14
3.2 Trayectoria profesional	16
4. LA TORRE CUBE	23
4.1 Contexto y entorno	24
4.2 Proyecto Arquitectónico.....	25
5. ESQUEMA ESTRUCTURAL.....	35
5.1 Descripción de la estructura.....	36
5.2 Sistemas estructurales:	40
6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	49
6.1 Elaboración del modelo estructural	50
6.1.1 Núcleos compuestos por muros de hormigón armado	53
6.1.2 Losas de forjado.....	55
6.1.3 Muros celosía.....	59
6.2 EVALUACIÓN Y ASIGNACIÓN DE CARGAS.....	63
6.2.1 Cargas permanentes.....	63
6.2.2 Cargas variables	65
6.3 COMBINACIONES DE CARGA.....	70
6.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	74
6.5 COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN LAS HIPÓTESIS BÁSICAS.....	75
6.5.1 Comportamiento de los núcleos frente a cargas permanentes.	75
6.5.2 Comportamiento de las losas de forjado frente a cargas permanentes ..	83
6.5.3 Comportamiento de los muros celosía frente a cargas permanentes	91
6.5.4 Comportamiento de los elementos estructurales frente a sobrecargas de uso.....	93
6.5.5 Comportamiento de los núcleos frente a esfuerzos de viento	93
6.6 COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN COMBINACIONES DE CARGAS.....	95
6.6.1 Comportamiento de los núcleos en Estados Límites Últimos.	96
6.6.2 Comportamiento de los núcleos en Estados Límites de Servicio.	100
6.6.3 Comportamiento de las losas de forjado en Estados Límites Últimos ...	109
6.6.4 Comportamiento de las losas de forjado en Estados Límites de Servicio.....	113

6.6.5 Comportamiento de los muros celosía en Estados Límites Últimos	115
7. CONCLUSIONES.	118
8. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	123

1. RESUMEN

El ámbito en el que se sitúa este trabajo, realizado en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia, es el análisis estructural detallado de la Torre Cube, diseñada por Carme Pinós en 2006, mediante un modelo informático.

En primer lugar, se revisará la vida y trayectoria profesional de Carme Pinós. Se presentará una selección de los principales proyectos de Carme Pinós, repasando su etapa junto Enric Miralles y su trayectoria individual posterior en el Estudio Carme Pinós (fundado en 1991).

La Torre Cube será revisada y situada en contexto. Se describirá el proyecto desde su concepción hasta el proceso constructivo. Se mostrarán fotografías del proceso constructivo, así como el resultado final de su ejecución. Se revisará el diseño estructural realizado por el estudio Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L.

Se pondrá especial atención al aspecto estructural, donde será descrito con detalle a partir del punto 5. Se explicará cómo funcionan cada uno de los elementos estructurales y se realizará una aproximada modelización informática mediante el programa de cálculo estructural Architrave.

Posteriormente, se estudiarán los resultados obtenidos mediante el modelo estructural informático, elaborado mediante elementos finitos y barras. Se analizará en detalle cada uno de los esfuerzos obtenidos en cada uno de los elementos estructurales, lo que nos permitirá conocer el comportamiento de esta obra arquitectónica.

Palabras clave: Torre, Cube, Pinós, análisis estructural, estructura, elementos finitos, barras, hormigón armado, acero prefabricado, postesado.

Resum

L'àmbit en el qual se situa aquest treball, realitzat a l'Escola Tècnica Superior d'Arquitectura de València, és l'anàlisi estructural detallada de la Torre Cube, dissenyada per Carme Pinós en 2006, mitjançant un model informàtic.

En primer lloc, es revisarà la vida i trajectòria professional de Carme Pinós. Es presentarà una selecció dels principals projectes de Carme Pinós, repassant la seua etapa junt Enric Miralles i la seua trajectòria individual posterior en l'Estudi Carme Pinós (fundat en 1991).

La Torre Cube serà revisada i situada en context. Es descriurà el projecte des de la seua concepció fins al procés constructiu. Es mostraran fotografies del procés constructiu, així com el resultat final de la seua execució. Es revisarà el disseny estructural realitzat per l'estudi Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L.

Es posarà especial atenció a l'aspecte estructural, on serà descrit amb detall a partir del punt 5. S'explicarà com funcionen cadascun dels elements estructurals i es realitzarà una aproximada modelització informàtica mitjançant el programa de càlcul estructural Architrave.

Posteriorment, s'estudiaran els resultats obtinguts mitjançant el model estructural informàtic, elaborat mitjançant elements finits i barres. S'analitzarà detalladament cadascun dels esforços obtinguts en cadascun dels elements estructurals, la qual cosa ens permetrà conèixer el comportament d'aquesta obra arquitectònica.

Paraules clau: Torre, Cube, Pinós, anàlisi estructural, estructura, elements finits, barres, formigó armat, formigó postesat, acer prefabricat.

Abstract

The field of this work, carried out at the Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia, is the detailed structural analysis of the Cube Tower, designed by Carme Pinós in 2006, using a computer model.

First, the life and professional career of Carme Pinós will be reviewed. A selection of her major projects will be provided. Her time with Enric Miralles and her further individual career in Estudio Carme Pinós (founded in 1991) will be reviewed too.

The Cube Tower will be reviewed and summarized. The conception, construction procedure and the final project implementation will be described and illustrated with photographs. The structural design, made by Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L., will be reviewed too.

Special attention will be given to the structural level, where it will be described in detail in point 5. The performance of every single structural element will be explained. An approximate computer model will be carried out using a calculation program named Architrave.

Subsequently, the results obtained using the structural computer model, developed through finite element method and rods, will be examined. Stress and strains within the structural elements will be analysed in detail. This will allow us to know the performance of this architectural work.

Key words: Tower, Cube, Pinós, structural analysis, finite element method, rods, reinforced concrete, post-tensioned concrete, prefabricated steel.

2. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

El objeto del presente Trabajo de Fin de Grado, realizado en la ETSAV de Universidad Politécnica de Valencia, tiene como objetivo principal el análisis del funcionamiento de la estructura de Torre Cube de Carme Pinós.

Este proyecto, diseñado en 2006, nace de la voluntad de crear oficinas ventiladas e iluminadas todas ellas con luz natural. Estas oficinas se organizan a modo de contenedores de madera que quedan suspendidos entre los tres núcleos de hormigón de comunicación vertical, dejando vacío el centro del edificio. Entre las plantas de oficinas se eliminan forjados destinados a liberar espacios para la convivencia de los usuarios, de manera que el gran espacio central sirva de ventilación e iluminación natural hacia el interior.

Pinós planteó una arquitectura pensada no sólo en términos de belleza escultórica, sino sobre todo diseñada para ofrecer una mejor experiencia para los usuarios, para no encerrarlos entre cuatro paredes.

La oportunidad y la singularidad del proyecto de la Torre Cube, han permitido la respuesta arquitectónica que juega con la gravedad, con el equilibrio de sus partes y que se confía a un sistema racional de piezas de hormigón. Los núcleos son la única estructura del edificio desde donde salen en voladizo las vigas principales en las cuales se apoyan las losas postesadas de los pisos.

Este trabajo se ha estructurado en tres partes principales. Se hará un breve repaso a la vida y trayectoria profesional de Carme Pinós, una profunda descripción de la Torre Cube y su construcción, y un análisis de su estructura.

Por tanto, los objetivos específicos del presente trabajo, de acuerdo a lo explicado anteriormente, serán:

- Revisar el “pensamiento” y la obra del Estudio Carme Pinós desde el año de su fundación en 1991, además de su etapa con Enric Miralles con proyectos como el Cementerio de Igualada, en el cual alcanza un gran reconocimiento internacional.
- Describir las principales características y procedimientos de construcción en la Torre Cube en Zapopán.
- Analizar el diseño y los cálculos originales de la estructura de la Torre Cube, llevados a cabo por el estudio Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L.
- Efectuar un modelo estructural del edificio, con la ayuda del programa informático y de cálculo Architrave.

- Análisis de los resultados obtenidos en el modelo estructural realizado por el programa de cálculo, con un estudio detallado de cada uno de los elementos estructurales, para poder conocer el comportamiento de esta obra arquitectónica.
- Desarrollar conclusiones, a partir del estudio realizado.

3. SOBRE CARME PINÓS

3.1 Breve biografía

Carme Pinós realiza sus estudios en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona (ETSAB) titulándose como Arquitecto Superior en 1979.

Tras licenciarse en arquitectura y urbanismo, fundó su estudio junto con Enric Miralles, con el que alcanzó reconocimiento internacional con proyectos como el Cementerio en Igualada. En 1991 estableció su propio estudio de arquitectura abordando un vasto rango de proyectos que abarcan desde la reforma urbanística del centro histórico, los márgenes del río y el canal de Saint Dizier (Francia) hasta el diseño del mobiliario como el del CaixaForum de Zaragoza o de la marca Objects.



Imagen 1. Carme Pinós

Carme Pinós ha compaginado su actividad como arquitecto con la docencia, habiendo sido profesora invitada, entre otros, en la Università degli Studi Roma Tre (2007-2008), la Accademia di Architettura di Mendrisio (2005-2006), la Harvard University Graduate School of Design (2003), la École Polytechnique Fédérale de Lausana (2001-2002), la Columbia University de Nueva York (1999), la Kunstakademie de Düsseldorf (1996-1997) y la University of Illinois at Urbana-Champaign donde fue Plym Distinguished Professor (1994-1995). Ha participado asimismo en numerosos seminarios, cursos y talleres, algunos de ellos coordinados u organizados por ella misma, entre los que destaca el Taller de Arquitectura de Balerares (1994-1995) en el que contó con la colaboración de Peter Smithson.

En 2012 fue nombrada International Fellowship del Royal Institute of British Architects, y en 2011 Honorary Member del American Institute of Architects (AIA). Entre los numerosos premios y menciones recibidos destacan el Premio Nacional de Arquitectura y Espacio Público de la Generalitat de Catalunya por su trayectoria profesional (2008), el Primer Premio de la IX Bienal Española de Arquitectura y Urbanismo por la Torre Cube I (2008), el premio ArqCatMón del Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña también por la Torre Cube I (2008), el Premio Nacional de Arquitectura del Consejo Superior de Arquitectos de España por la Escuela Hogar en Morella (1995), el Premio Ciutat de Barcelona del Ayuntamiento de Barcelona por las instalaciones de Tiro con Arco para los Juegos Olímpicos de Barcelona 1992, o el Primer Premio de la Bienal Europea de Arquitectura del Palazzo della Triennale de Milán por el Cementerio de Igualada (1991).

En 2010, el Centre George Pompidou de París adquirió las maquetas de los proyectos CaixaForum de Zaragoza, Hotel Pizota (México) y Maison de l'Algérie (Francia), y en el

año 2006, el Museum of Modern Art (MoMA) de Nueva York compró para su colección permanente la maqueta de la Torre Cube I.

A continuación, nombraremos algunas de sus obras más destacadas en toda su trayectoria, tanto durante su etapa junto a Enric Miralles como su etapa desde la fundación de su propio estudio en 1991, para poner en contexto la Torre Cube I, objeto de este trabajo.

3.2 Trayectoria profesional

Cementerio de Igualada (1991)

Encajado en el interior de un meandro a las afueras de Igualada, la propuesta tiene una condición lineal, es un camino. Un camino para ser recorrido, que simboliza sobre el tránsito a la muerte. La línea zigzagueante pierde el carácter estructural u objetual y se hace recorrible.

En este proyecto la construcción tridimensional del espacio se resuelve mediante un mecanismo combinado de directriz más generatriz, siendo el zigzag la directriz y la sección de los nichos la generatriz.

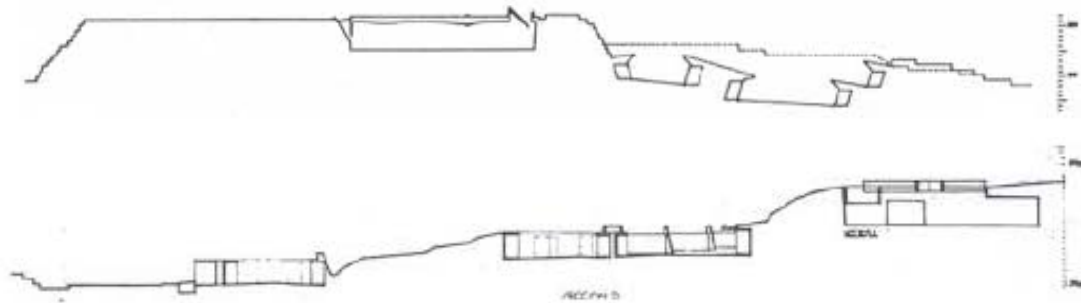


Imagen 2. Secciones longitudinales del Cementerio de Igualada. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós.

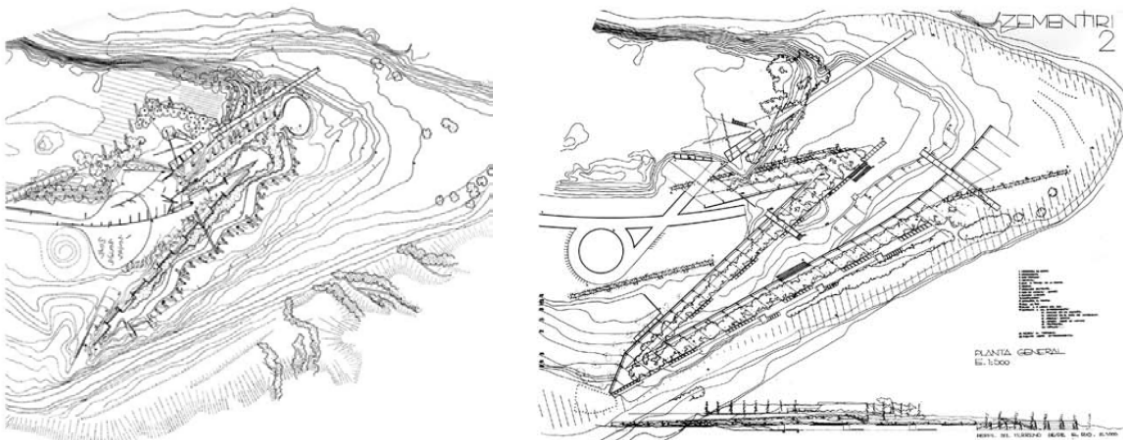


Imagen 3. Planta de entorno (izqda.) y planta general del Cementerio de Igualada (dcha.). El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós.

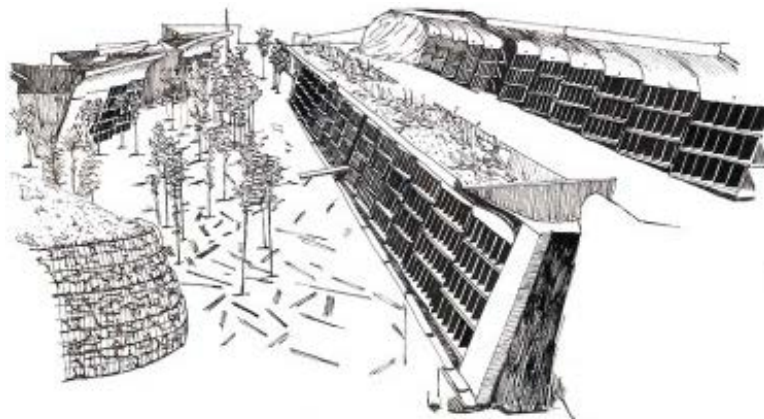


Imagen 4. Dibujo de una perspectiva del cementerio de Igualada. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós

Instalaciones de Tiro con Arco para los Juegos Olímpicos de Barcelona 1992

Una cubierta formada por una serie de losas de hormigón inclinadas se superpone a unos vestuarios de muros curvilíneos, quedando entre medias una zona intersticial de aire de contornos difusos. Es en la resolución de esta junta donde se produce la diferencia entre lo que es el proyecto en construcción y lo que es finalmente construido. Se busca convertir en ambigua la separación entre los vestuarios y el exterior a través del libre vuelo de las viseras de hormigón sobre ellos.

La solución estructural también busca enfatizar esta idea: las losas, nervadas y aligeradas, se sujetan en voladizo desde un eje longitudinal descentrado por medio de unos apoyos compuestos por pilares y tirante, simulando la presencia espacial de unos grandes trípodes que se distribuyen libremente entre los dos ámbitos.



Imagen 5. Lucernarios generados a partir de los vuelos de las viseras de hormigón. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós

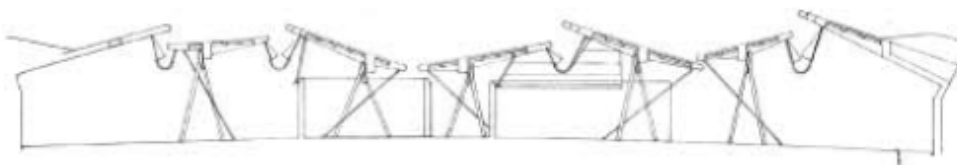


Imagen 6. Sección por los vestuarios de las Instalaciones de Tiro con Arco para los JJOO de Barcelona 92. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós

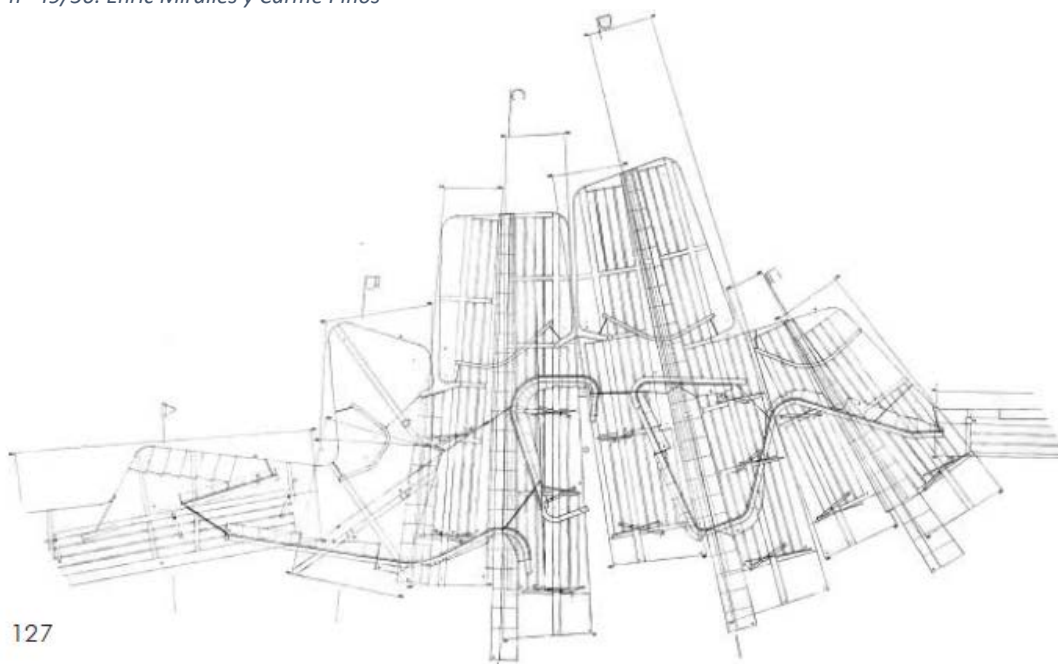


Imagen 7. Planta general de las Instalaciones de Tiro con Arco para los JJOO de Barcelona 92. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós

Escuela Hogar de Morella (1995)

Enric Miralles junto con Carme Pinós realizaron la Escuela Hogar de Morella, situada al exterior de la muralla y del pueblo. Consiguieron proyectar un edificio que se adaptase al terreno, ya que la escuela está situada en una zona con mucho desnivel. Se puede apreciar en la cubierta, la cual refleja la integridad del edificio con la naturaleza a través de los diferentes planos e inclinaciones que se generan.



Imagen 8. Escuela Hogar de Morella.

El edificio tiene una planta se distribuye en un bloque central de donde salen las escaleras y por el perímetro exterior se encuentran todas las aulas. Aulas donde abundan los cristales para integrar el edificio a su entorno aprovechar la luz y disfrutar de las magníficas vistas que posee esta escuela, vistas de las montañas de Els Ports.



Imagen 9, Planta general de la Escuela Hogar de Morella (izquierda) y perspectiva del entorno de la Escuela Hogar de Morella. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós

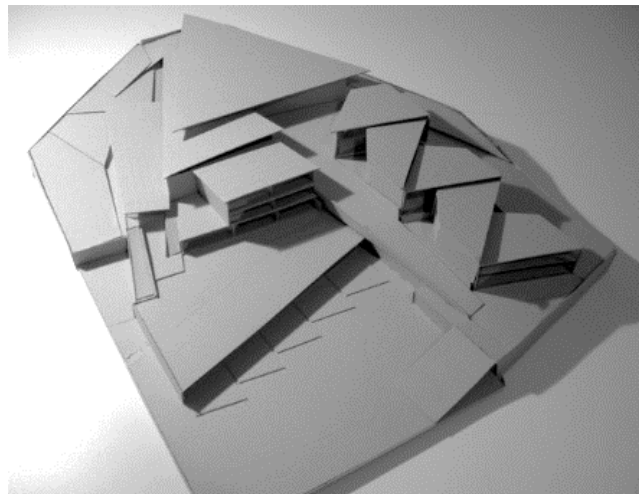


Imagen 10. Pasillos de la Escuela (izquierda) y maqueta de la Escuela Hogar de Morella (derecha). El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós

Paseo Marítimo Juan Aparicio en Torrevieja (Alicante) (2000)

El desmesurado crecimiento de Torrevieja ha hecho que la población se haya aproximado demasiado al mar. El fuerte oleaje y lo abrupto de las rocas dificultaba el baño, de modo que la voluntad del Ayuntamiento era dar forma a un espacio público que equilibrara la excesiva densidad del frente marítimo.

El proyecto consiste en que el paseo se adentre al mar construyendo unos espigones que, al mismo tiempo, protegen a las piscinas y solarios situados al final del recorrido. Con ello se pretende corregir no solo el número de personas respecto al espacio disponible, sino también la sección de la ciudad frente al mar.

Se trata de convertir todo el frente marítimo en un lugar de juegos durante el día y una zona de paseo o estancia contemplativa durante las noches.

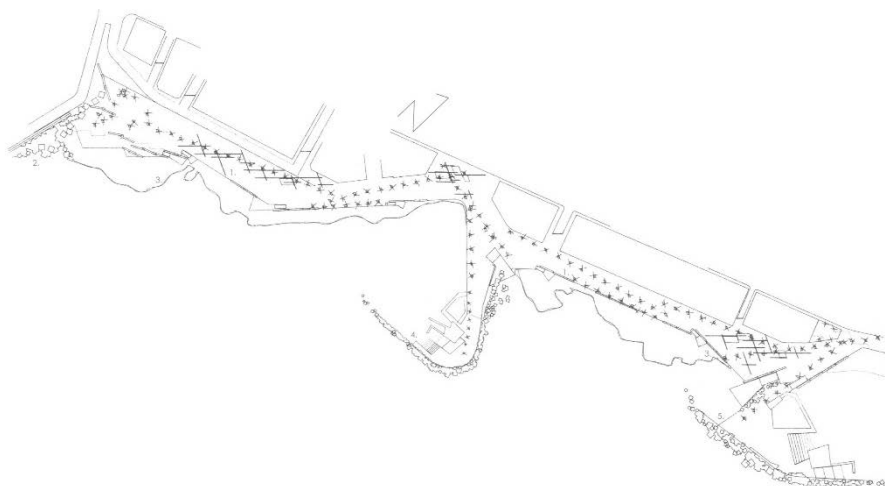


Imagen 11. Planta general del Paseo Marítimo de Torrevieja. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.



Imagen 12. Fotografía aérea del Paseo Marítimo de Torrevieja. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

Maison de l'Algérie en Francia (2005)

El proyecto responde a la necesidad de encontrar desde la arquitectura una solución ante una parcela larga y estrecha con una autopista al sur. Se concibe un espacio como un muro que protege del ruido, donde todas las habitaciones miran al parque y buscan la mejor orientación posible, y donde el espacio del pasillo amortigua las molestias que causa la autopista.

Dada la magnitud del programa, y puesto que no se quería que pareciese una gran barrera monolítica, se decidió que cada volumen del edificio tuviera una altura diferente. El proyecto se extiende a lo largo de toda la parcela haciendo un zigzag en la parte más ancha, generando un espacio abierto, un lugar de encuentros al aire libre.

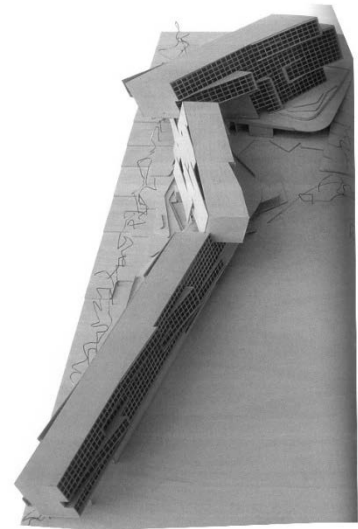


Imagen 13. Maqueta de la Maison de l'Algérie. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

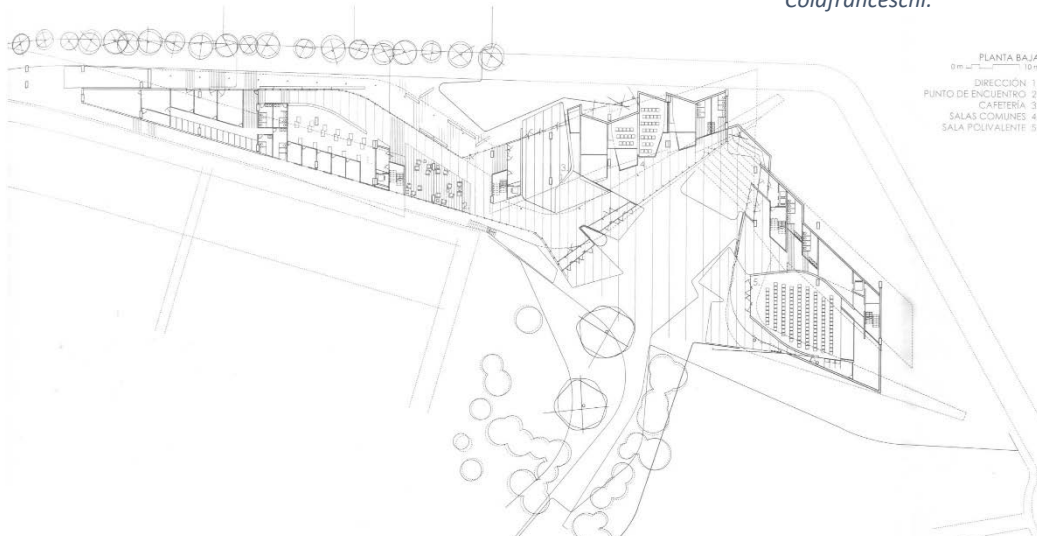


Imagen 14. Planta general de la Maison de l'Algérie. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

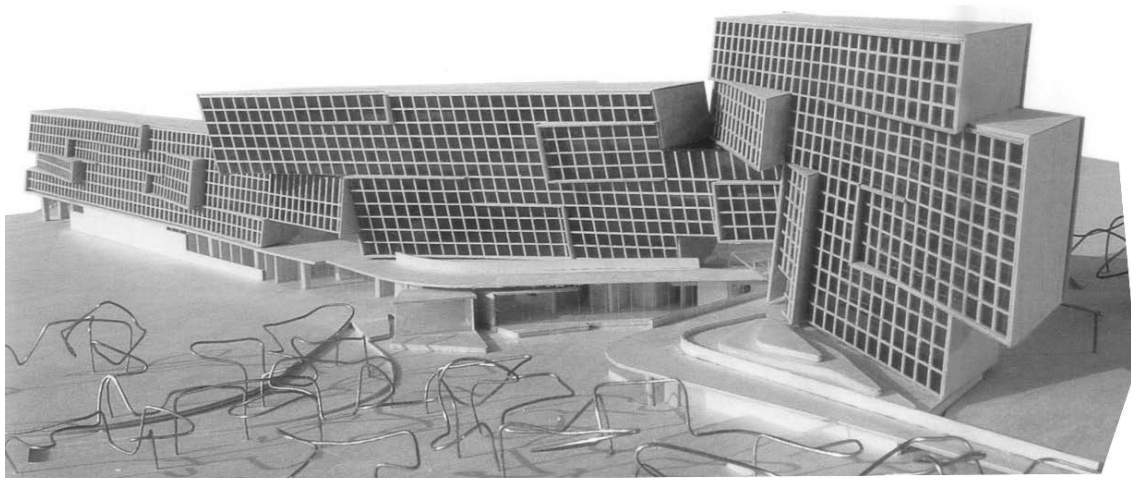


Imagen 15. Maqueta de la Maison de l'Algérie. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

CaixaForum de Zaragoza (2011)

El proyecto se plantea dos retos: primero construir un edificio capaz de hacer ciudad, tanto desde su singularidad como desde los espacios públicos que genere, y segundo, construir un edificio que conecte con perspectivas lejanas al ser recorrido, pero que al mismo tiempo proporcione introspección en las salas de exposiciones. Es decir, que el edificio hiciera ciudad y que hiciera sentir parte de ella al habitarlo.



Imagen 16. CaixaForum de Zaragoza. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

Se resuelve ambos planteamientos elevando las salas para liberar así la planta baja y situar en ellas las partes más abiertas y transparentes: el vestíbulo y la tienda. La intención es generar un espacio público, hacer que el parque llegue a la ciudad pasando por debajo del edificio. Además, este espacio por la noche quedará iluminado con los dibujos que se crean gracias a la chapa perforada.

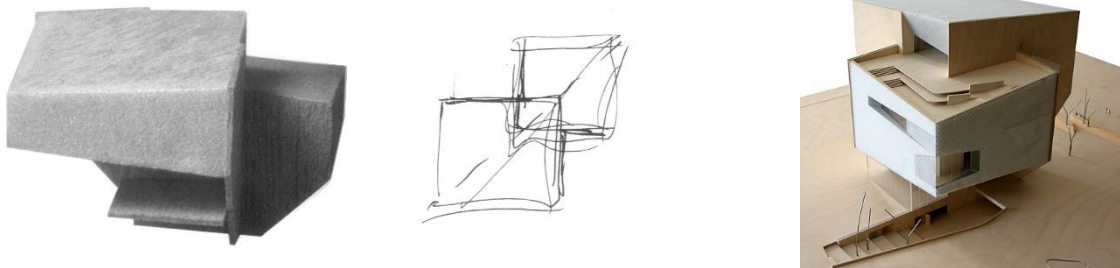


Imagen 17. Maqueta de trabajo (izquierda), boceto de Carme Pinós (centro) y maqueta definitiva del CaixaForum de Zaragoza. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

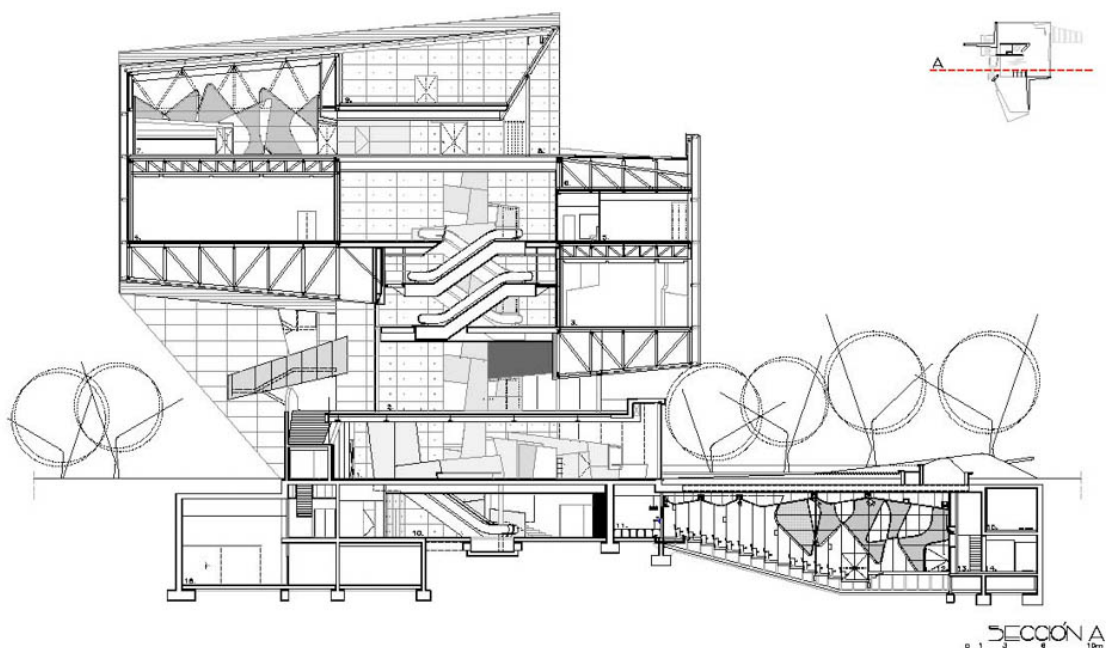


Imagen 18. Sección del CaixaForum de Zaragoza. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

4. LA TORRE CUBE

4.1 Contexto y entorno

Guadalajara es una ciudad y un municipio mexicano, la capital y la urbe más poblada del estado de Jalisco. Se localiza en el occidente de México, al centro de Jalisco, en la zona geográfica conocida como Valle de Atemajac. Es la tercera megalópolis más poblada del país con 1.495.182 habitantes y forma parte de la denominada zona metropolitana de Guadalajara, junto con otros 7 municipios, considerada la segunda área urbana más grande en México y la décima en América Latina, con 4.625.000 habitantes.



Imagen 19. Catedral Metropolitana de Guadalajara

Su territorio delimita al norte, con los municipios de Zapopan e Ixtlahuacán del Río, al oriente con Tonalá y Zapotlanejo, al sur con San Pedro Tlaquepaque y al occidente con Zapopan.



Imagen 20. Panorámica del distrito Puerta de Hierro en Zapopan. (Imagen vía: <http://www.skyscrapercity.com>)

4.2 Proyecto Arquitectónico

La Torre Cube es un edificio singular de 70 metros de altura construido en el municipio de Zapopán. El área total construida es de 17000 m² para parking y oficinas. Aproximadamente corresponden 10000 m² a parking y los restantes 7000 a zonas de circulación vertical y oficinas.

El promotor privado desde el principio buscó un edificio singular, pero manteniendo su coste en valores admisibles. Para ello se contrató el proyecto arquitectónico al estudio de Carme Pinós y el proyecto estructural a Luis Bozzo, ambos de Barcelona. Desde el principio se coordinó la forma estructural óptima, manteniendo el concepto estético de tres módulos de oficinas ligados entre sí por núcleos de servicios. La planta de las oficinas es, por tanto, como un trébol de tres hojas con tres núcleos de servicios entre hoja y hoja. Todo el edificio desde la planta baja hasta la cubierta está apoyado en sólo tres macro-pilares, que son precisamente los mencionados núcleos de servicio. El desafío era construir en una zona de alta intensidad sísmica un edificio con muchas irregularidades en planta y en altura, con un costo total de construcción por debajo de los 400 dólares/m² incluyendo instalaciones y acabados hasta cada oficina (es decir, las instalaciones y acabados no se construyeron dentro de cada oficina para que cada cliente disponga y distribuya según su conveniencia y necesidades).

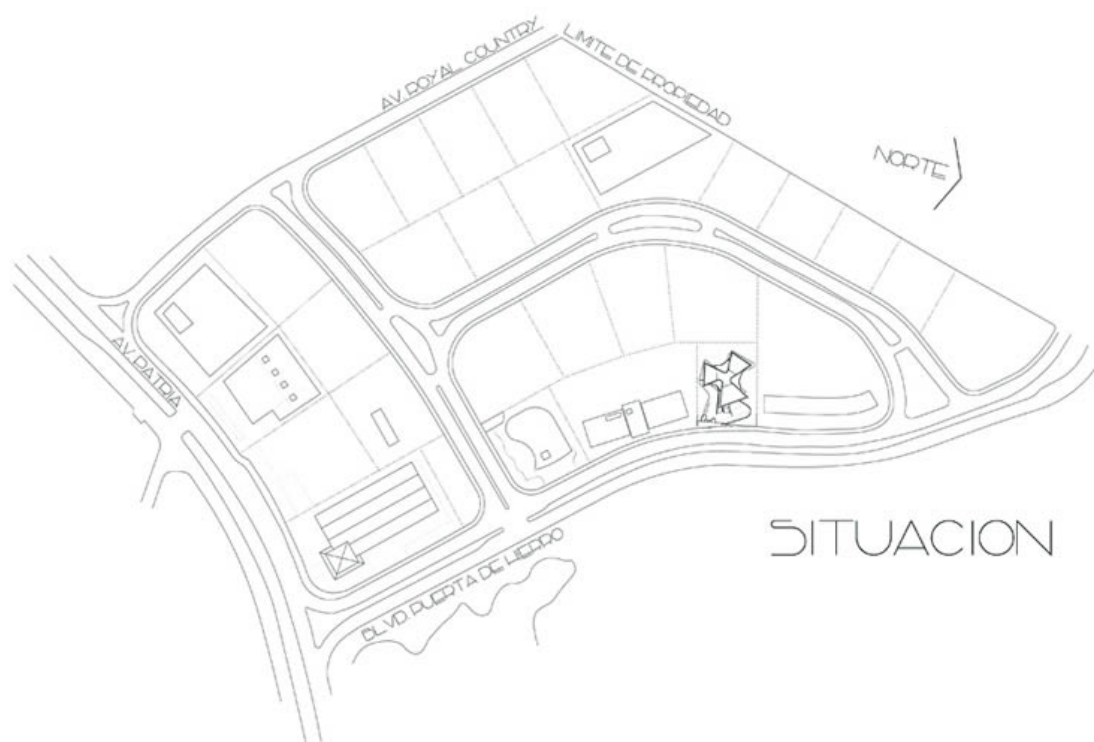


Imagen 21. Situación de la Torre Cube en el distrito de Puerta de Hierro en Zapopán. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.



Imagen 22. Boceto de la Torre Cube de Carme Pinós. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.



Imagen 23. Torre Cube (izquierda) y fotografía del patio interior de la Torre (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

El edificio consta de 21 niveles, cuatro de los cuales serán utilizados como estacionamiento (niveles -12.90 a -4.35 m) y el resto será oficinas (niveles -1.50 a +57.05 m). En los niveles del estacionamiento la estructura incluye la totalidad del solar (50 x 60 m), mientras que, desde el primer nivel de oficinas, el edificio es concebido como tres módulos de oficinas independientes pero ligadas entre sí dos a dos mediante los tres macro-pilares o núcleos de servicios que contienen todas las circulaciones verticales. El proyecto arquitectónico contempla una disposición muy particular del espacio de los tres módulos de oficinas, suprimiendo en algunos niveles un o dos módulos según se aprecia en las siguientes secciones (sección A, sección B, alzado A, alzado B).

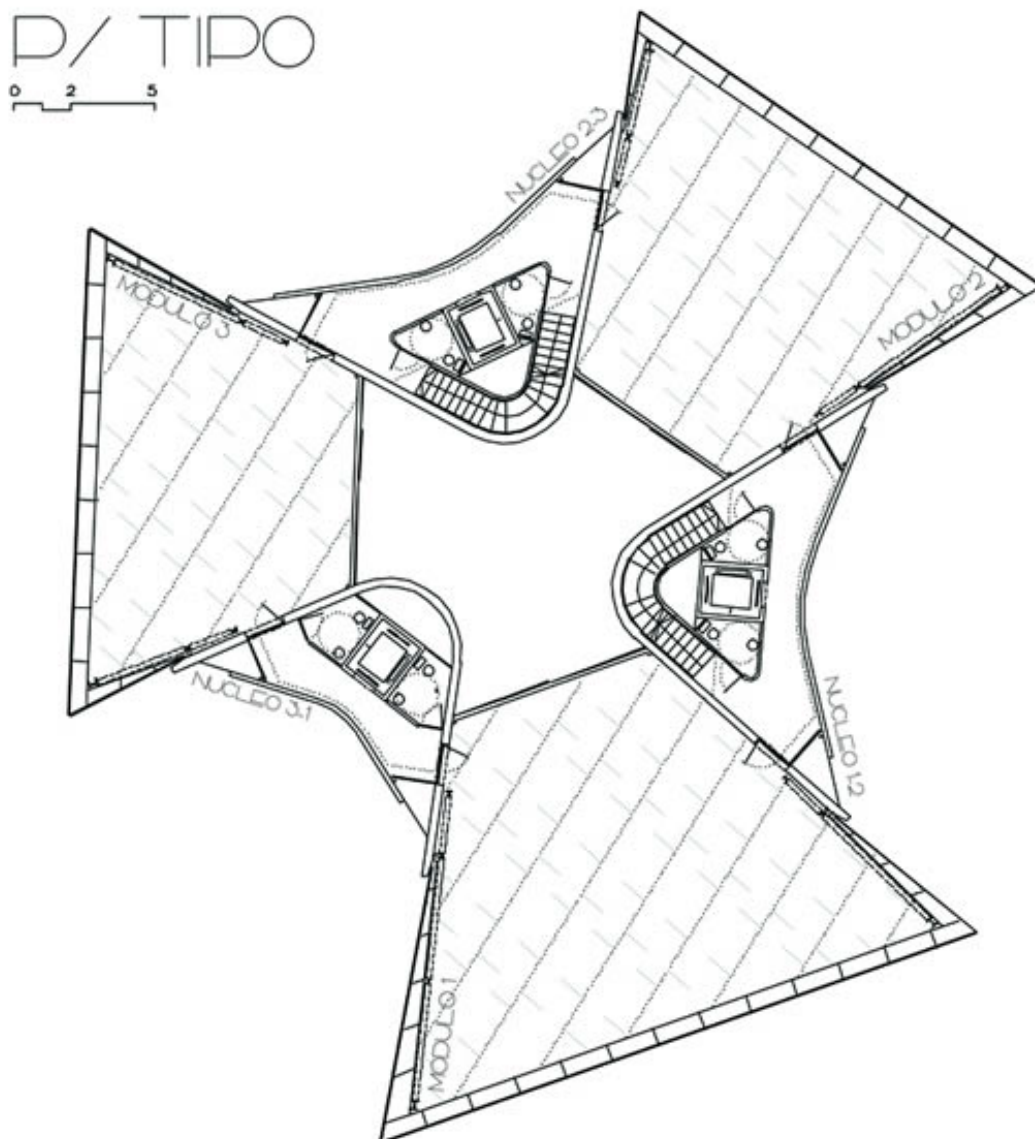


Imagen 24. Planta tipo de La Torre Cube I. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

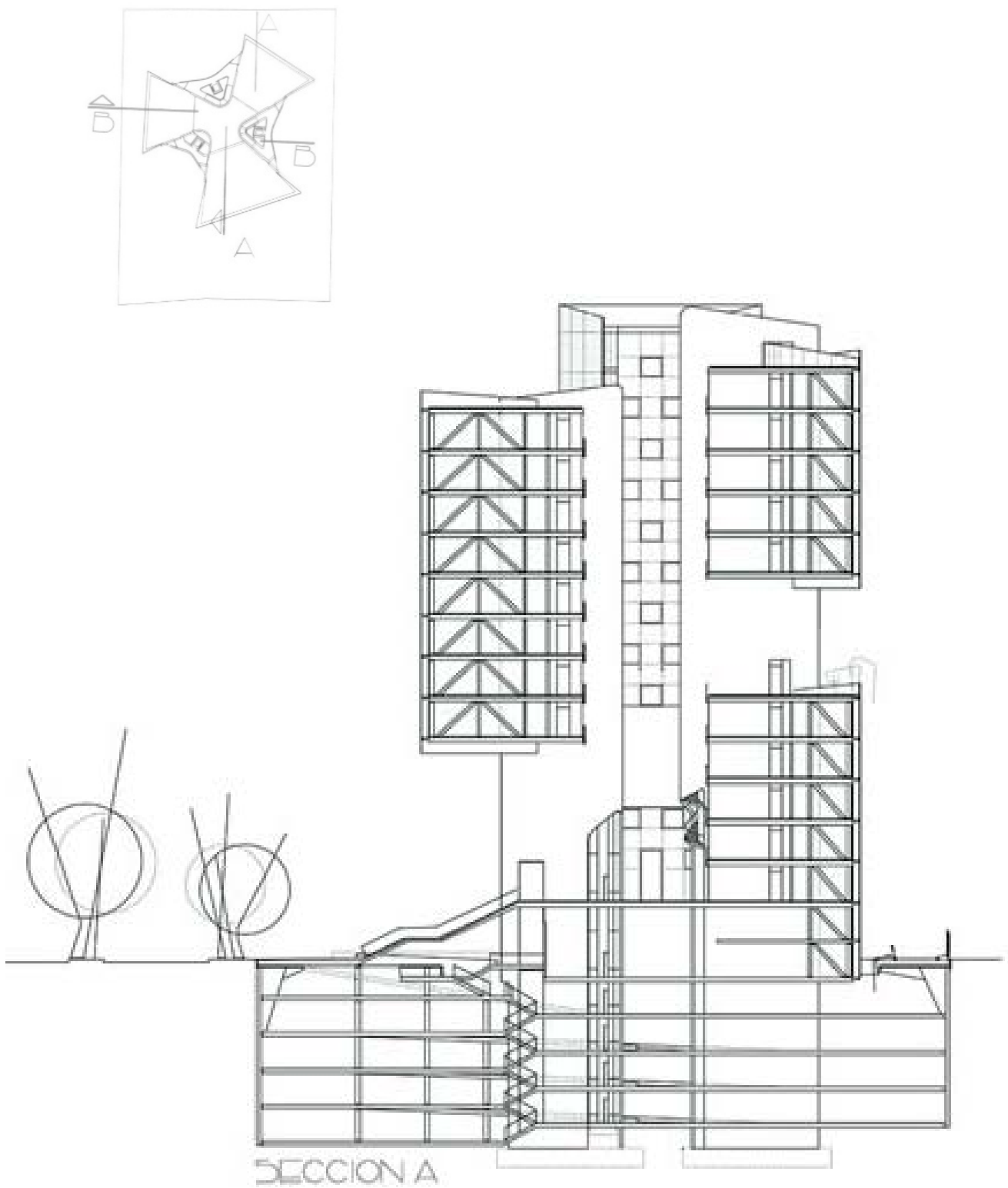


Imagen 25. Sección A. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

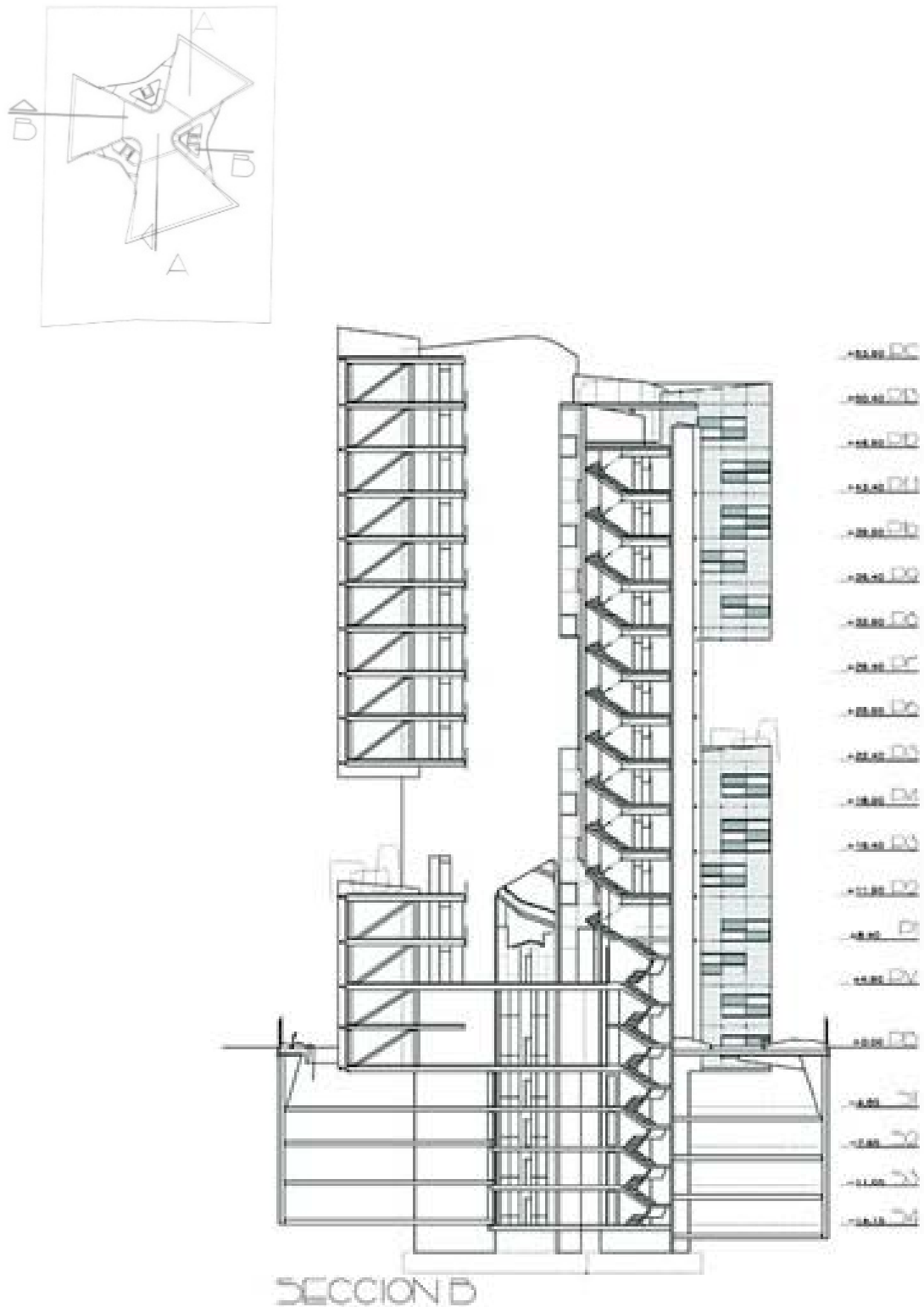
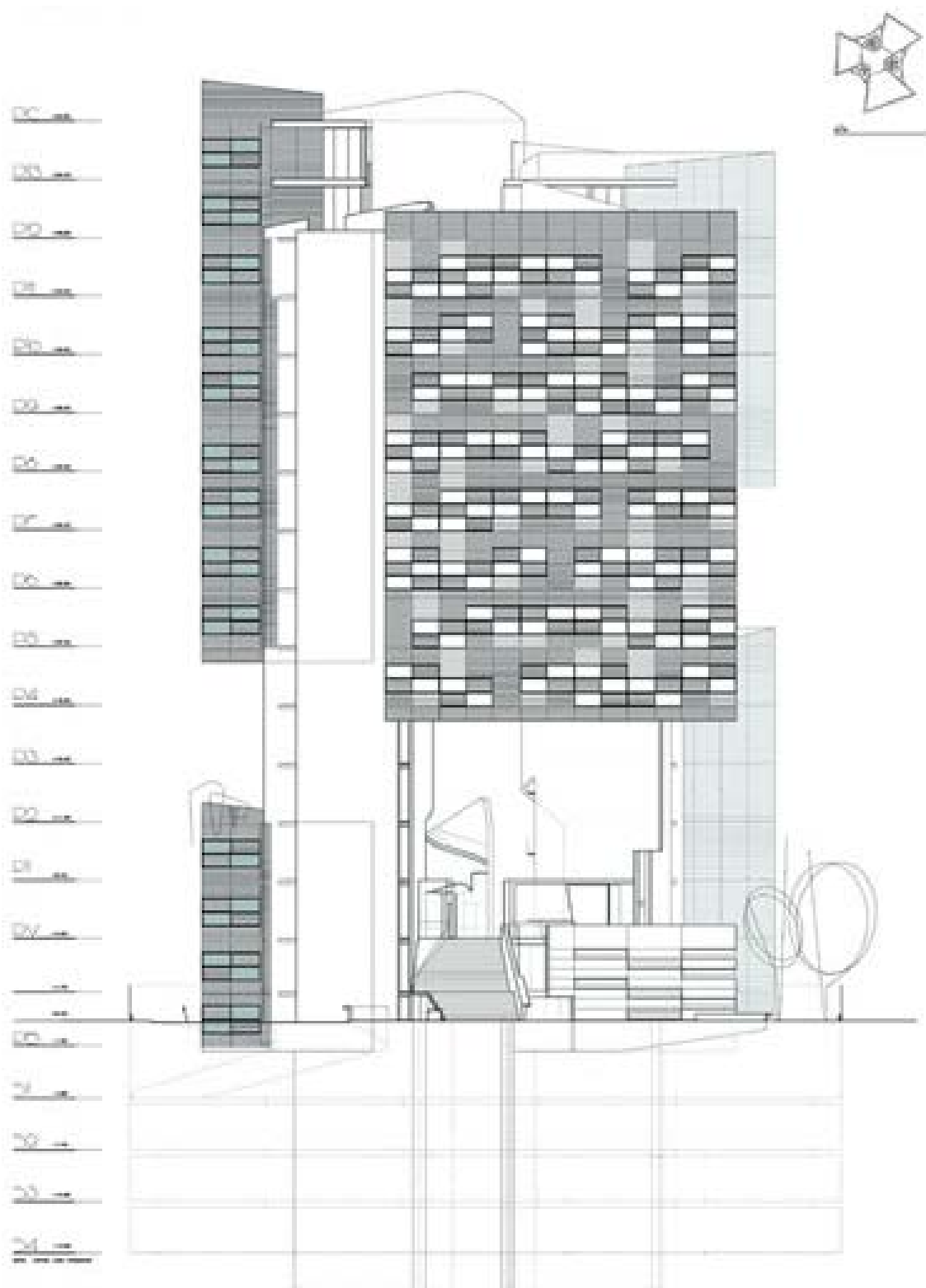


Imagen 26. Sección B. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.



ALZADO A



Imagen 27. Alzado A. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

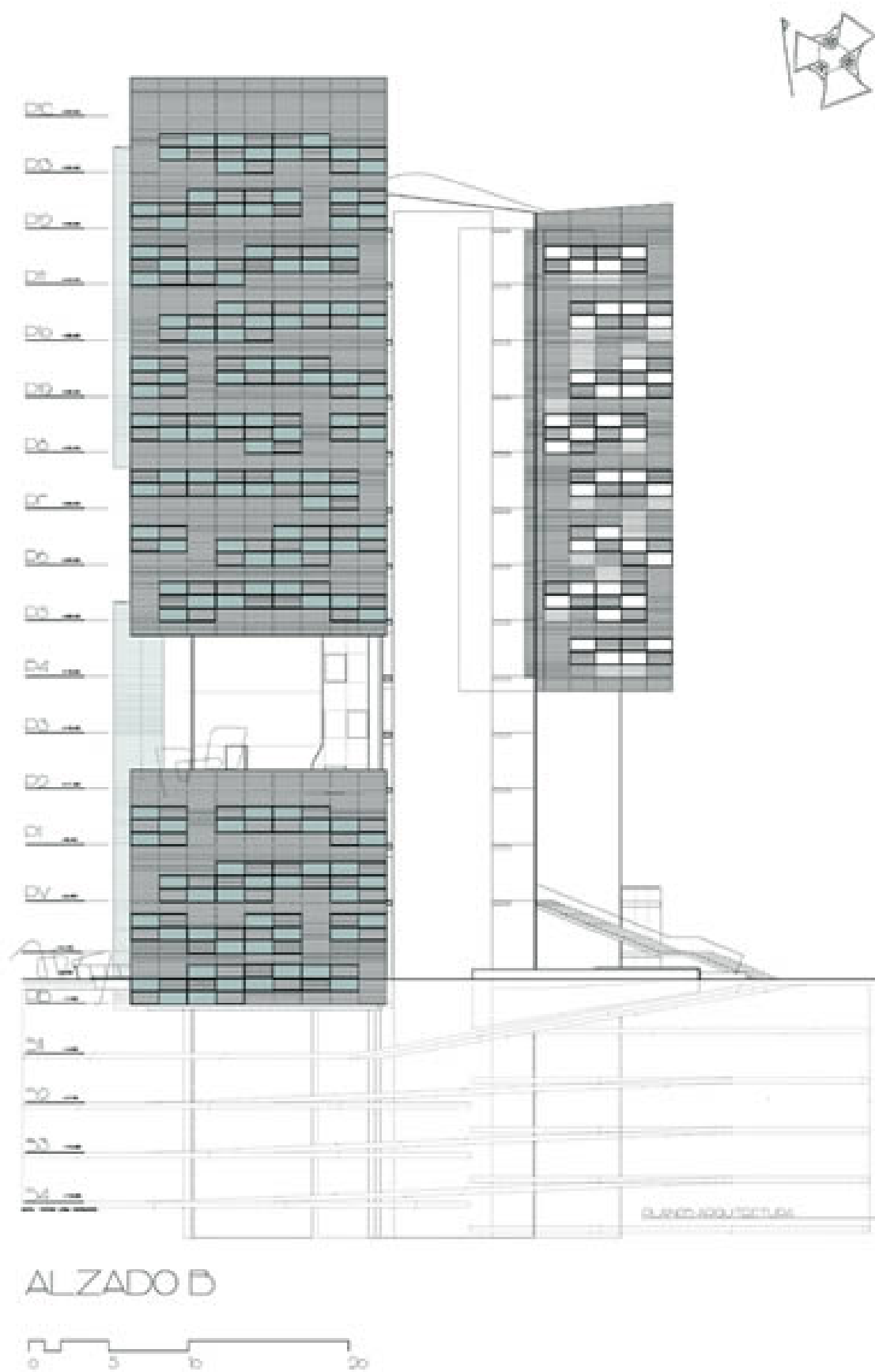


Imagen 28. Alzado B. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

El área de estacionamiento, como es habitual dado su uso, tiene una distribución de elementos verticales distinta a la de los elementos de plantas superiores para oficinas. Cada planta de estacionamiento está inclinada menos de 4% para optimizar el espacio evitando zonas de uso exclusivo para rampa. Es decir, en lugar de disponer forjados planos y rampas aisladas de pendiente pronunciada en las que se pierde espacio de estacionamiento, toda la planta se inclina un $\pm 4\%$, valor suficientemente bajo como para poder estacionar cómodamente a lo largo del parking y cambiar de nivel.

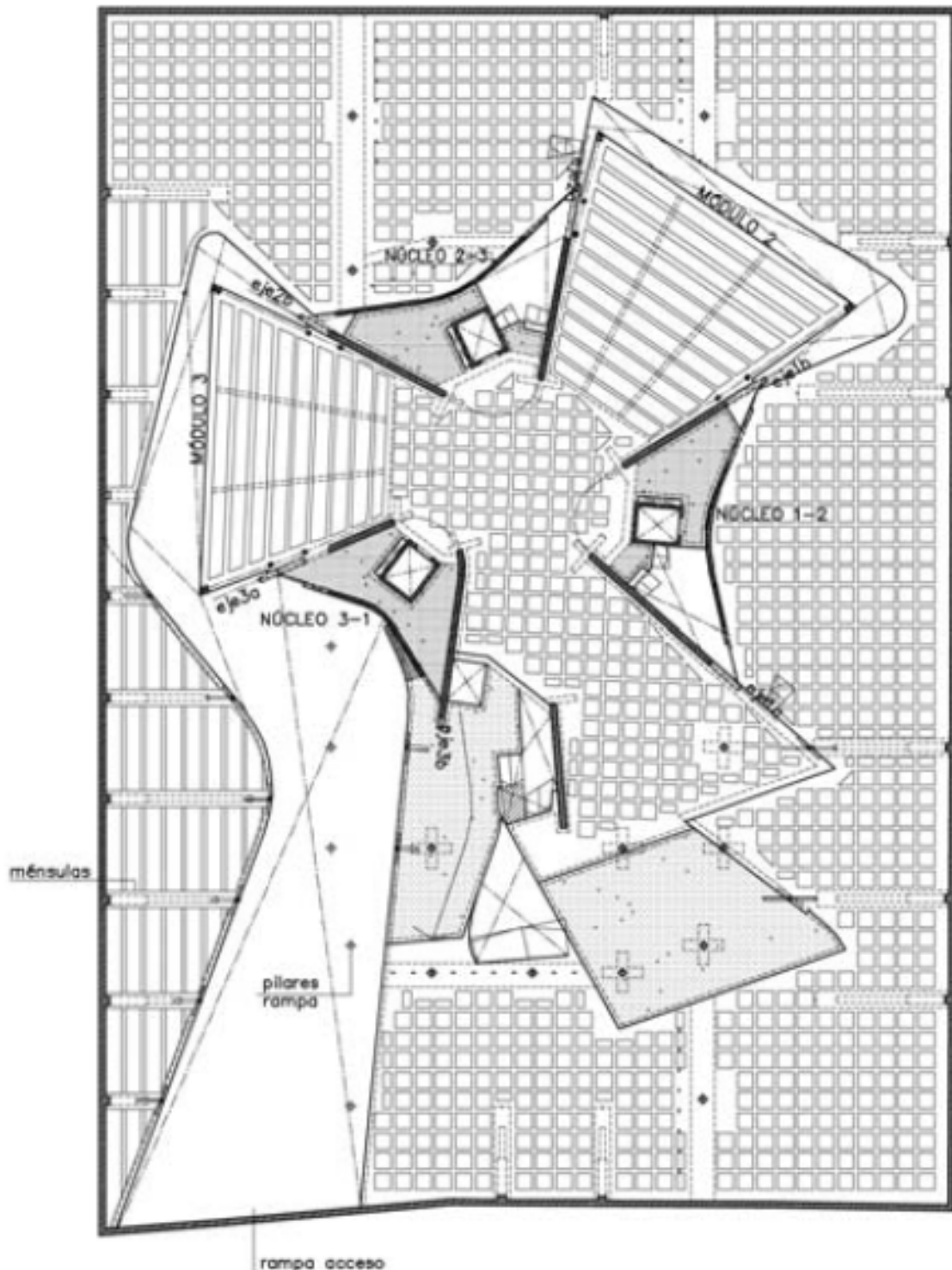


Imagen 29. Planta de sótano -1 de la Torre Cube. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Su estructura está formada por el muro perimétrico, las pantallas curvas, que se recortan considerablemente para la circulación de coches, y pilares adicionales.

Los forjados son principalmente losas unidireccionales apoyadas en el perímetro y en ménsulas escultóricas en la cota -1,5 m. En los siguientes planos (imagen 29) se aprecia la sección variable del elemento vertical, reduciéndose considerablemente para minimizar su impacto en la circulación de los coches.

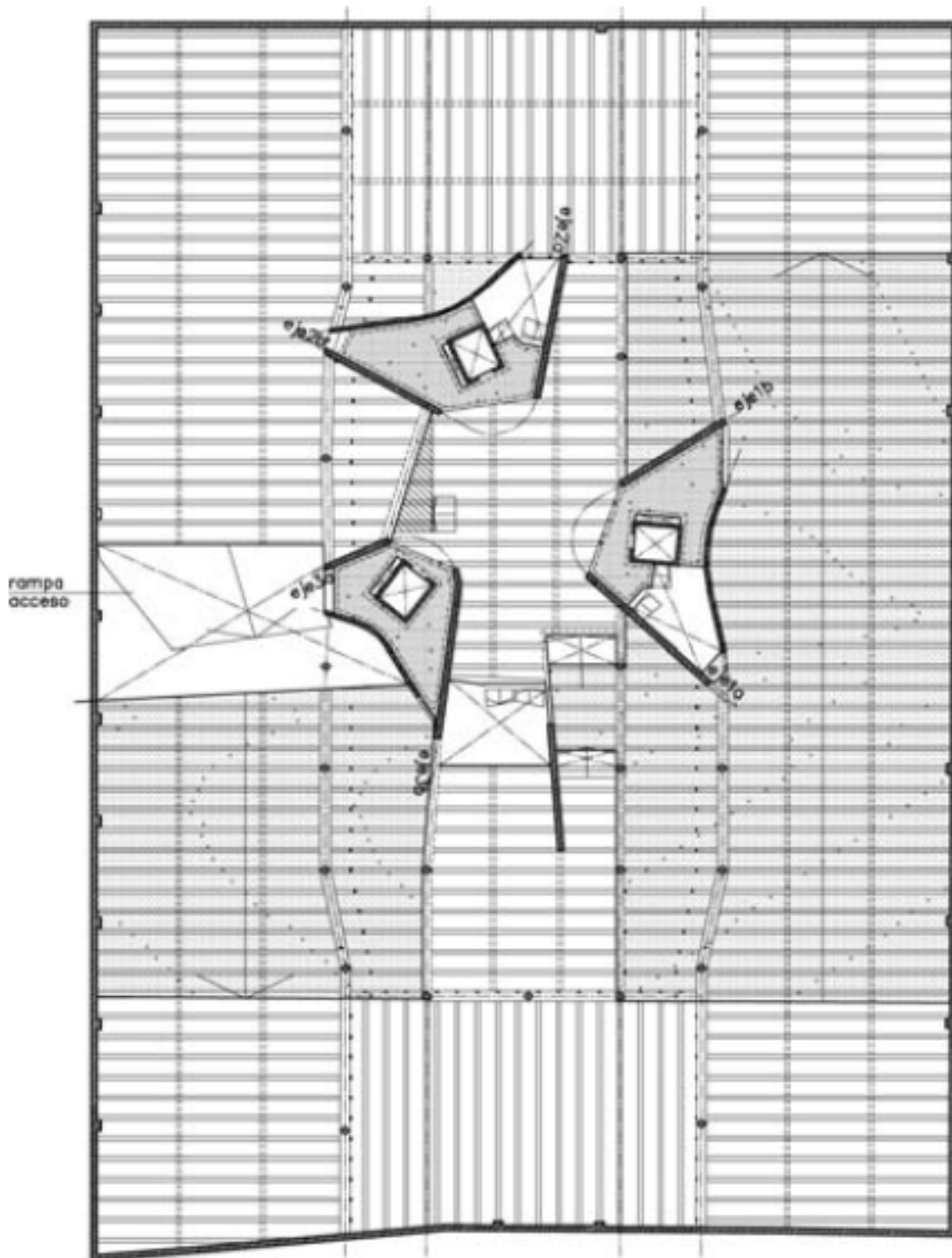


Imagen 30. Planta de sótano -2 de la Torre Cube. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Esta dimensión mínima en la base fue calculada numéricamente igualando la inercia en su extremo superior (sin la colaboración de la pared adyacente) y en la base (con la colaboración de un ancho de pared a 45 grados desde su extremo superior). Dado que en muchas zonas de la cota -1,5 m los forjados no llegan hasta las pantallas, estas ménsulas trabajan como volados con un momento de flexión constante en el elemento vertical. Por ello el concepto era reducir al mínimo la profundidad del elemento vertical, pero manteniendo una inercia constante que proporcione una lógica estructural resistente (imagen 30).

En los planos anteriores (imagen 29) se muestra la planta baja y el sótano -1 ilustrando la necesidad de las ménsulas escultóricas debido a que en muchas zonas los forjados no llegan a apoyarse en los tres macro-pilares o núcleos de circulación. Este condicionante junto con las necesidades de circulación y aparcamiento libres del parking fueron resueltos con los elementos en voladizo mostrados en las fotografías anteriores donde se aprecia una zona de circulación sin pilares intermedios.

En la imagen 31 izquierda, se muestra uno de los módulos de oficina apuntalado. Por debajo del mismo circularán los coches hacia el parking, aparcando los coches en batería a lo largo de la suave rampa.

En las imágenes anteriores se puede apreciar la singularidad del edificio junto con la disposición del espacio de los módulos de oficina, referida en párrafos anteriores. Una estructura mixta combinando hormigón reforzado, hormigón postesado y acero laminado permitió construir este edificio muy singular por menos de 7 millones de USD incluyendo instalaciones y acabados hasta cada oficina.

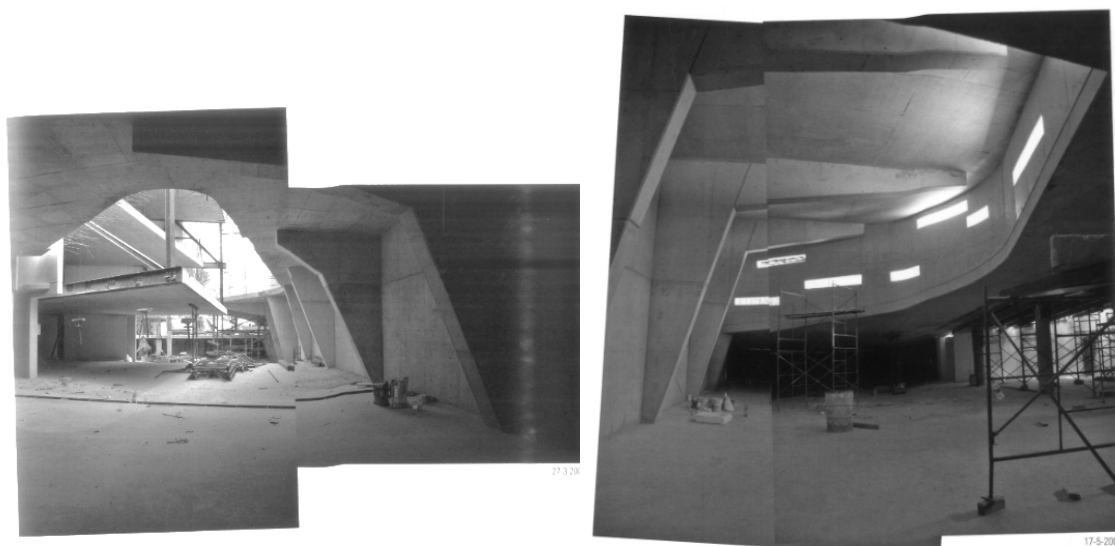


Imagen 31. Imágenes de las ménsulas en planta de sótano. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

5. ESQUEMA ESTRUCTURAL

5.1 Descripción de la estructura

Como se ha mencionado en el apartado anterior, el proyecto estructural fue encargado al estudio Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L. del cuál es director el ingeniero civil peruano Luis Bozzo Rotondo. En palabras del propio director del proyecto de estructuras:

“El coste final de un edificio es el resultado de diversos factores, entre ellos el esquema de transmisión de cargas adoptado, junto con sus luces y materiales. En general, un edificio será económico si están claros y definidos sus mecanismos de transmisión de cargas. Esto es así porque el modelo de análisis será más exacto y eficaz dando por resultado una optimización de secciones y de miembros. Por otra parte, la selección correcta del material y la forma estructural determinan el coste final. La función y la forma deben ir juntas hasta el límite de lo posible. Por otra parte, estos aspectos básicos de proyecto quizá estén actualmente un poco en desuso debido al empleo masivo de ordenadores que han incrementado de forma notable la capacidad de análisis, pero dando por resultado, de forma paradójica, del incremento actual de las cuantías por m² de acero y hormigón, en comparación a hace unos años.”

El edificio propuesto es evidentemente singular en su concepto, pero presenta mecanismos bien definidos de transmisión de cargas. El hormigón está en gran parte del edificio, pero el acero laminado se ubica en las vigas en celosía en voladizo para disminuir considerablemente su peso propio en comparación a una viga similar de hormigón. Estas vigas en celosía en voladizo se comportan, estructuralmente, como las denominadas vigas pared o de gran canto de hormigón armado. Además, el acero permite un paso casi completo de luz natural y proporciona un sistema potencialmente muy dúctil e hiperestático, muy conveniente frente a acciones sísmicas (Bozzo y Barbat 2002). Por otra parte, los forjados con su alta incidencia en costos se resuelven con hormigón postesado que permite su optimización y reducción de peso propio.



Imagen 32. Foto montaje del encuentro de la primera planta de oficinas con el sótano del edificio. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Durante algunas etapas iniciales del proceso de diseño se consideró la posibilidad de tener vigas de hormigón para los voladizos. Esto es ciertamente una alternativa más convencional, pero había cuatro desventajas:

1. La conexión entre la viga en voladizo y los núcleos de 30cm en el inicio del voladizo, estarían particularmente bajo cargas sísmicas.
2. Ésta sería una solución isostática pues un fallo de la sección de inicio del volado conlleva al fallo de la planta.
3. El paso natural de luz disminuye por el canto de la jácena
4. Su trabajo es a flexión y no a fuerzas primarias de tracción/compresión como en la solución finalmente adoptada de las vigas en celosía.

Entre estos factores finalmente dos inclinaron la decisión hacia la innovadora viga en celosía en voladizo: su redundancia o hiperestatismo (una eliminación o un fallo de un elemento diagonal no causa el fallo del sistema en su conjunto) y la limpieza de su conexión mediante muchos puntos en toda la altura del edificio (este punto se comenta posteriormente). Adicionalmente el proceso constructivo, como en muchas estructuras mixtas (Bozzo y Bozzo 2003) puede hacer uso de la estructura de acero facilitando su ejecución y disminuyendo el alquiler de encofrados en altura con ritmos de plantas armadas, hormigonadas y postesadas cada 7 días.



Imagen 33. Fotografía de la viga celosía (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

El edificio en su conjunto da una sensación de ligereza como se puede apreciar, por ejemplo, en la siguiente imagen donde se aprecia uno de los tres macro-pilares de apoyo de todo el edificio. Las escaleras de la entrada y el área de la recepción tienen secciones muy reducidas sin problema alguno de vibración. La escalera está formada por una losa bi-direccional también postesada de canto variable hacia la barandilla de hormigón. En su extremo visible el canto es de sólo 20cm y en la zona de mayor canto es de 40cm. La imagen 35 inferior muestra el área central entre los tres núcleos de circulación vertical. Esta área central es totalmente libre desde la planta baja (mostrada en la figura) hasta la cubierta para dar iluminación y ventilación a las oficinas. Por debajo de la planta baja el área central es cerrada para circular desde el parking hacia los tres núcleos de ascensores a las oficinas.



Imagen 34. Fotografía de uno de los núcleos de la torre (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.



Imagen 35. Construcción de la Torre Cube (sup.) y fotografía del patio interior de la torre (inf.). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

5.2 Sistemas estructurales:

El edificio está formado por los siguientes sistemas estructurales:

- **Cimentación** mediante tres losas de 1m de canto que corresponden a cada núcleo de servicios (imágenes 36 y 37).

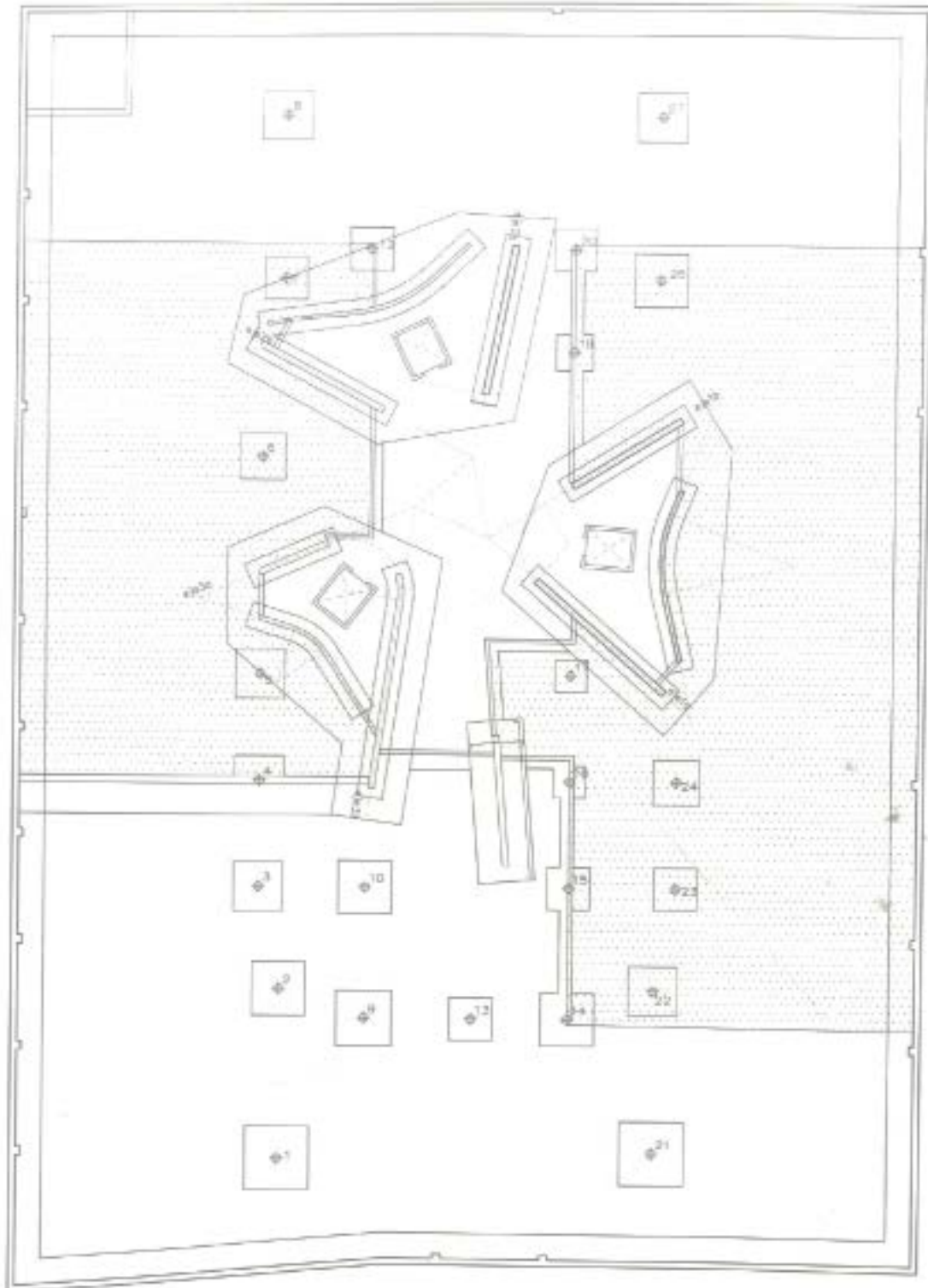


Imagen 36. Planta de la cimentación de la Torre Cube (izquierda). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.



Imagen 37. Imágenes sobre la construcción de la cimentación de los núcleos). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

- **Muros curvos de hormigón armado** blancos con espesores de 30 cm y de 15 cm que definen cada núcleo. Como se ha comentado, todo el edificio desde la planta baja hacia arriba se apoya sólo en estos tres macro-pilares (imágenes 38, 39 y 40).



Imagen 38. Fotografía del armado de los muros curvos de hormigón. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

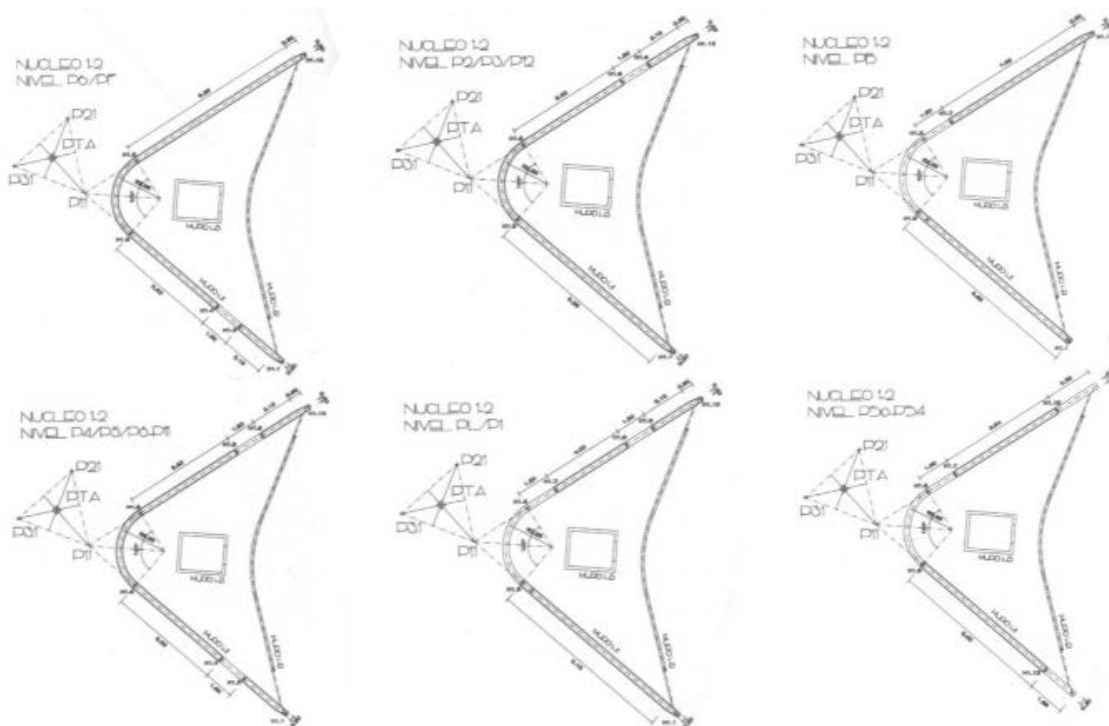


Imagen 39. Desarrollo por plantas de los núcleos de hormigón. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

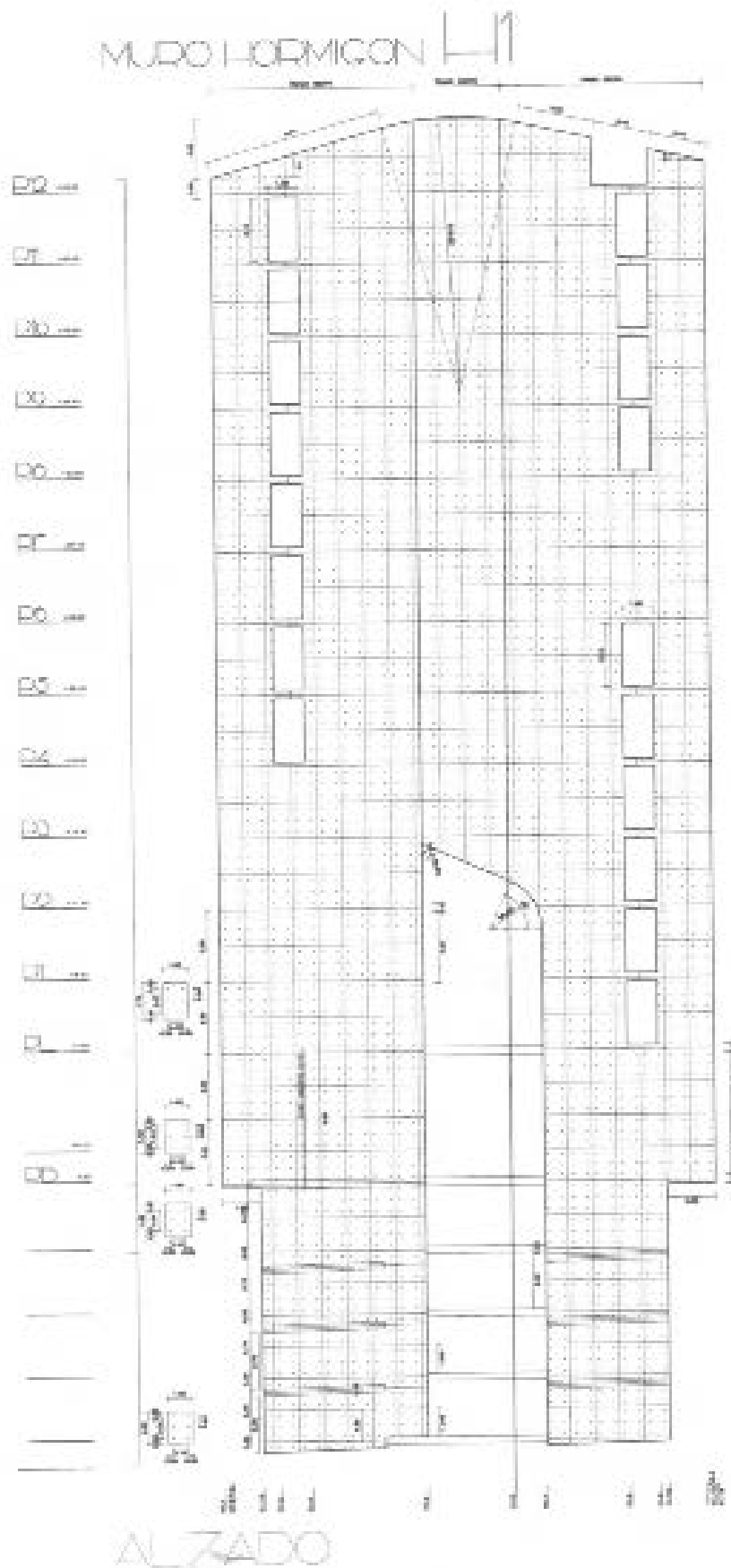


Imagen 40. Detalle de uno de los muros en alzado. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

- Vigas en celosía de acero laminado en voladizo situadas en la altura completa del edificio y en cada lado de las oficinas (imágenes 41 y 42).

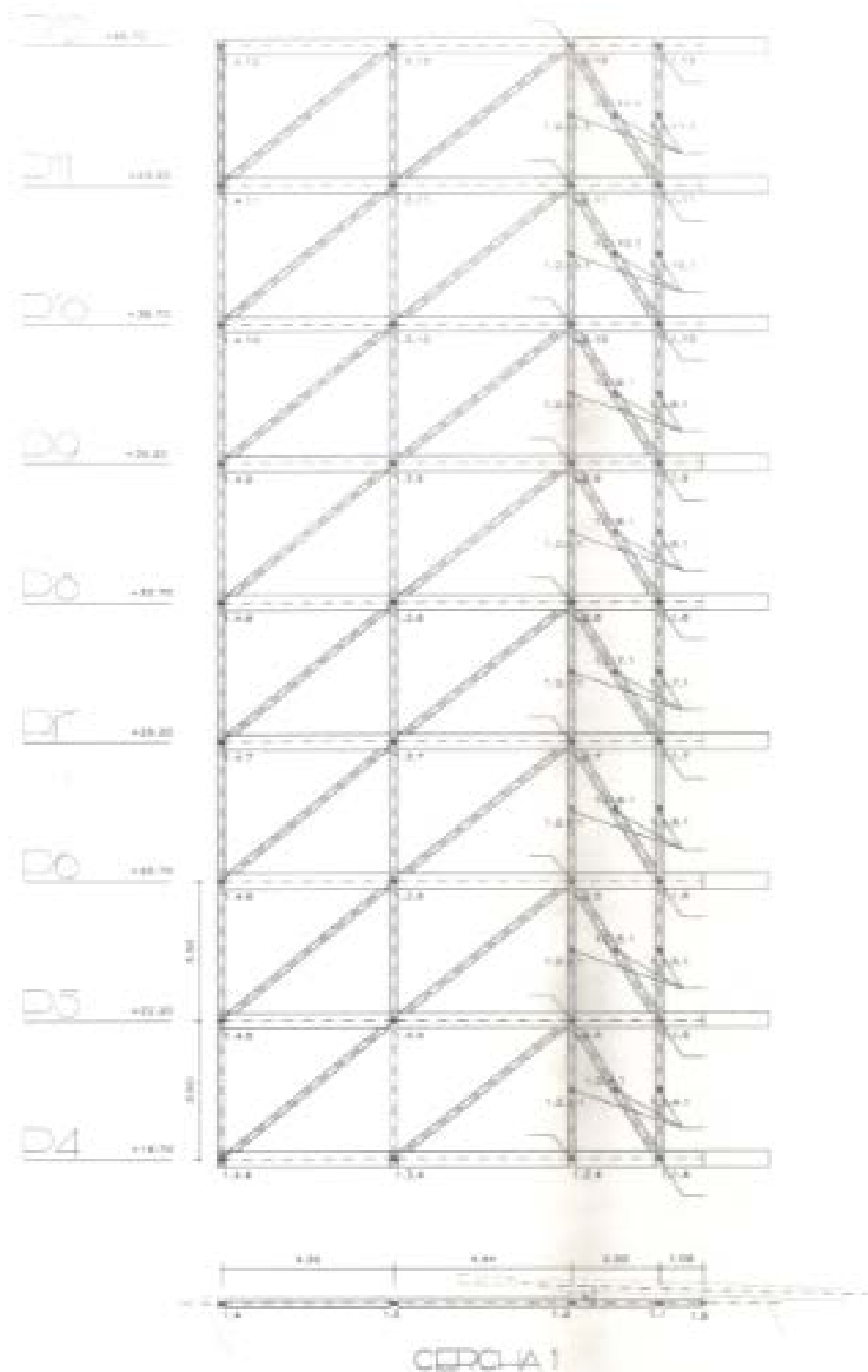


Imagen 41. Detalle de la viga celosía de tipo 1. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

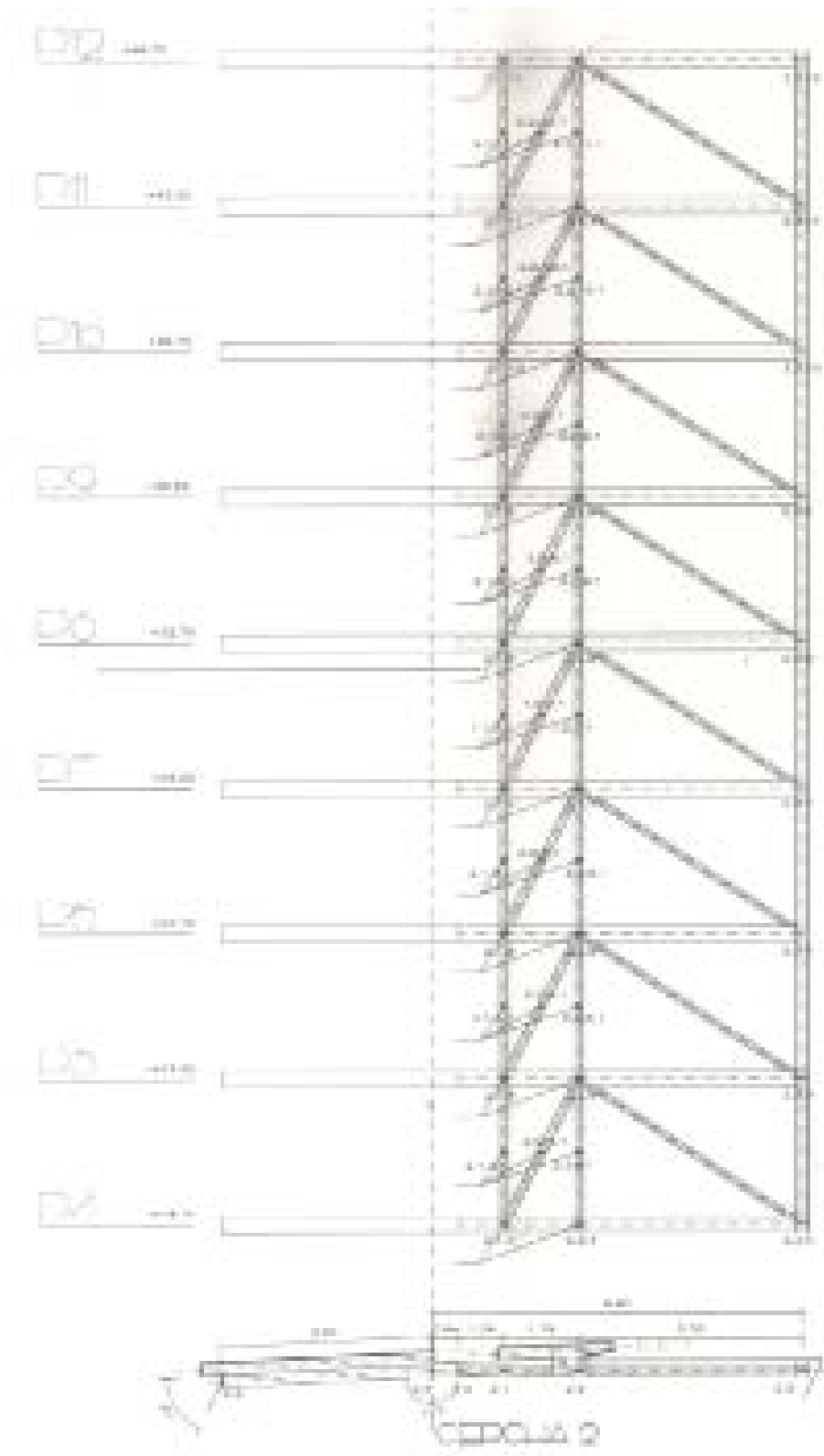


Imagen 42. Detalle de la viga celosía de tipo 2. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

- **Losas uni-direccionales postesadas** para cada planta de oficinas con luces de hasta 22m y con canto constante de solo 40 cm. Los nervios son de 20-30cm y están separados 100 cm. Los núcleos centrales de distribución desde la planta baja hacia los sótanos son **losas armadas aligeradas bi-direccionales**. En la figura – podemos ver el esquema de los forjados (imágenes 43 y 44).

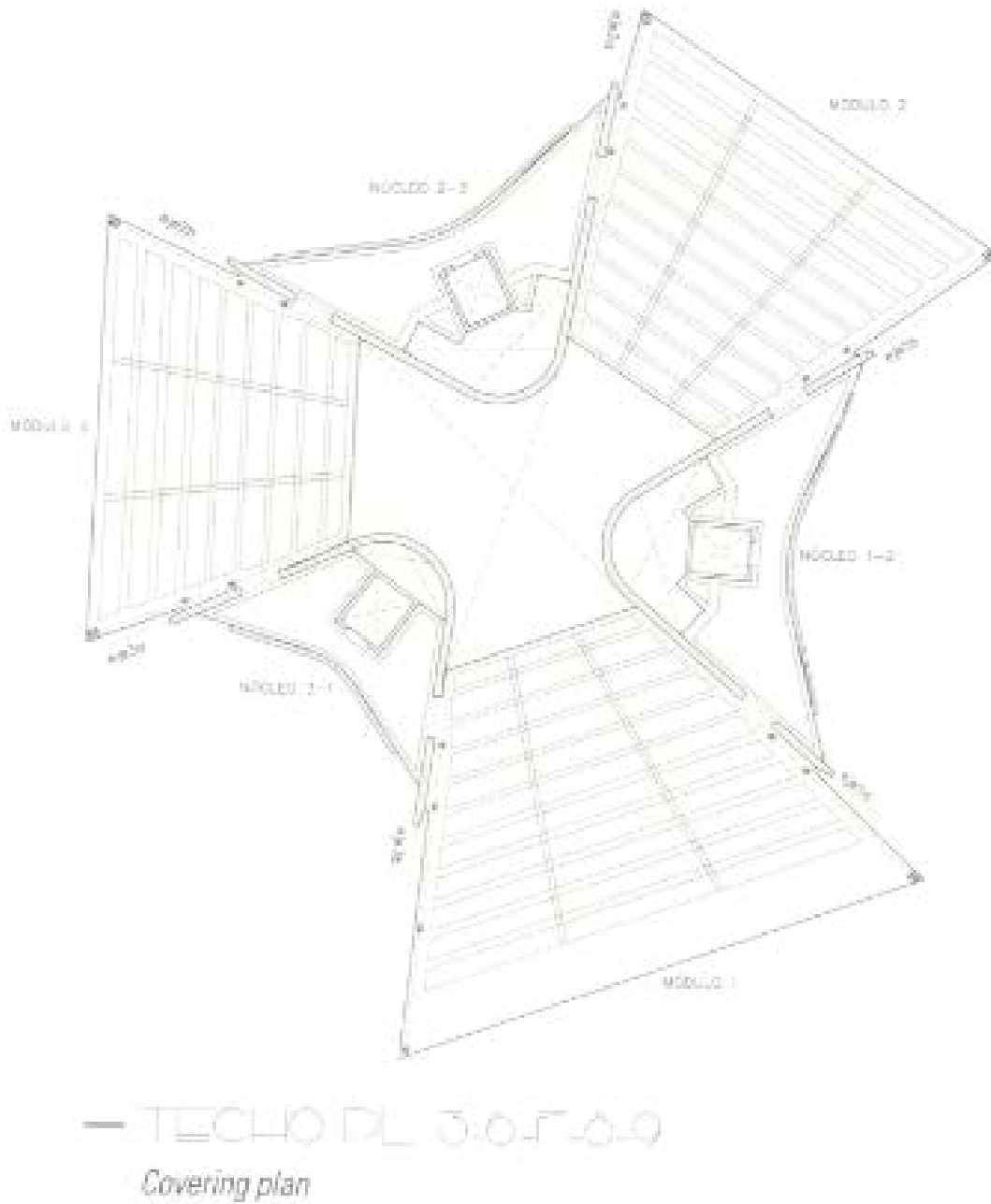


Imagen 43. Detalle de la disposición de los forjados en la planta tipo. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

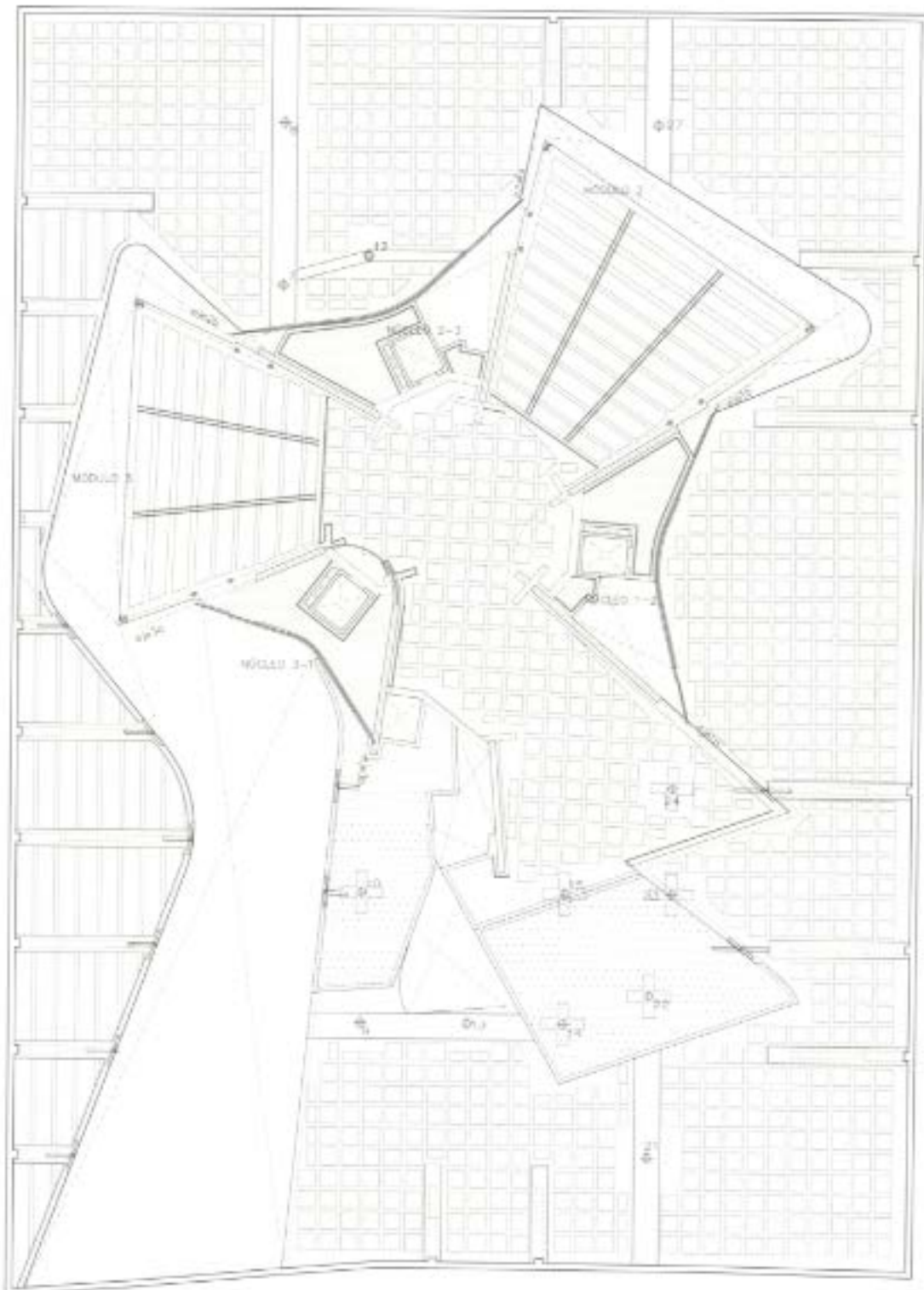


Imagen 44. Detalle de la disposición de los forjados en la planta de encuentro de la torre y el sótano. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

El esquema de transmisión de cargas es claro y simple: cada planta se apoya en las estructuras de acero laterales, que a su vez se apoyan en los tres macro-pilares curvos de hormigón y estos transmiten su carga a las losas de cimentación.

Para las luces medias del estacionamiento de 12 m el peso propio de los forjados es de solo 384 kg/m², con acero activo de 2,2 kg/m² (2 cables por metro) y acero pasivo de menos de 8 kg/m², tal como se observa en la figura 2 (el peso de este mismo forjado según la instrucción EHE sería de 400 kg/m², explicándose la diferencia por la menor densidad del hormigón armado de la normativa Americana, vigente en México, que asume un valor de 2400kg/m³). En los módulos de oficina las losas son también unidireccionales y en los pasillos o zonas centrales son bi-direccionales. Esto se debe a que en las oficinas las losas se apoyan directamente en los volados laterales, respondiendo su tipología a la geometría de sus apoyos y trabajo estructural correspondiente. En los pasillos o zonas centrales las losas se apoyan en los tres núcleos de hormigón y de allí su trabajo bi-direccional.

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1 Elaboración del modelo estructural

Para poder realizar un análisis en profundidad del comportamiento estructural de la Torre Cube, se ha elaborado un modelo estructural a través de aplicaciones informáticas.

En primer lugar, una vez conocido el funcionamiento del edificio y de la estructura, se ha realizado un modelo muy parecido a la estructura original, pero con la siguiente simplificación: No se tienen en cuenta las plantas de sótano. El edificio nace directamente desde la cota cero. Los muros que forman parte del núcleo se modelizan empotrados en el terreno.

Tras la elaboración del modelo, se ha procedido a la evaluación y asignación de cargas, también se han definido los materiales y las secciones. Con todo ello, se obtiene un modelo estructural similar a la estructura original, que teniendo en cuenta las limitaciones del programa, permite obtener conclusiones válidas del funcionamiento de la estructura.

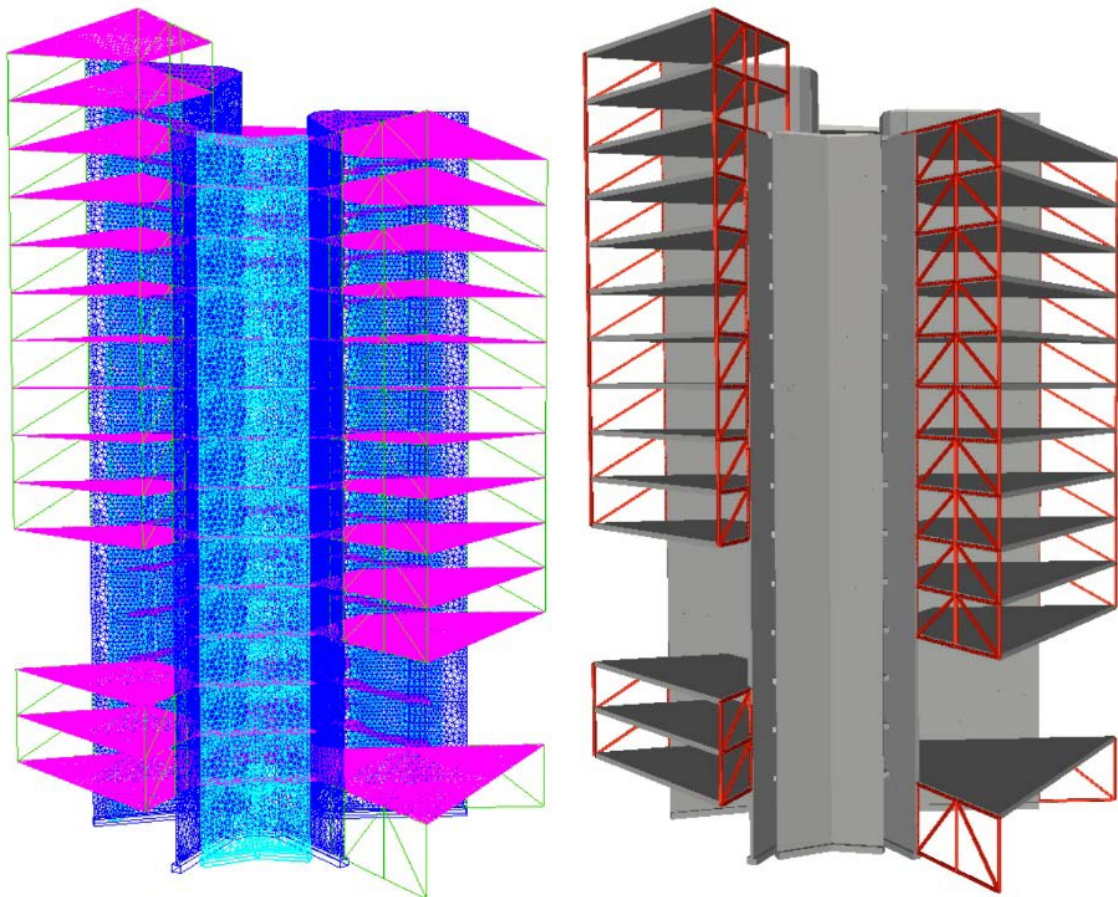
La asignación de cargas, secciones y materiales y posterior cálculo, se realiza a través de la herramienta informática Architrave (modelizado previo en Autocad, y posterior exportación a la aplicación de cálculo).

Elementos del modelo estructural

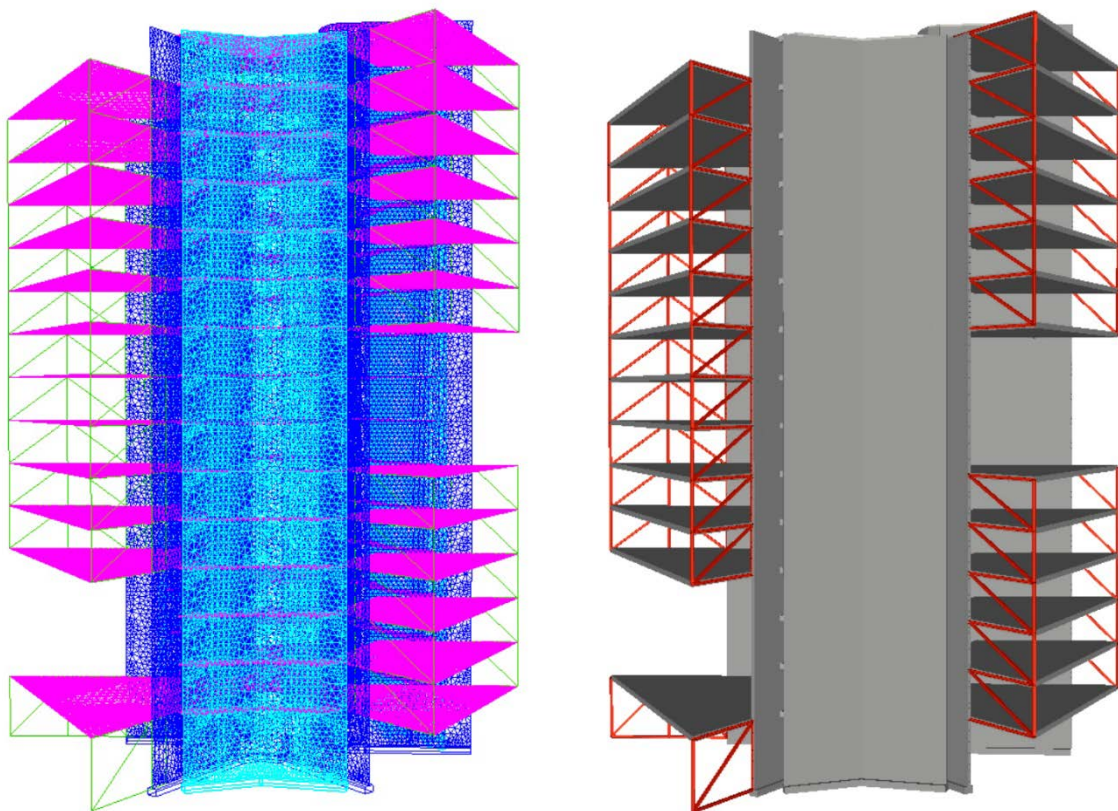
El modelo y su posterior cálculo son necesarios para poder comprender el comportamiento de los elementos que configuran la estructura del edificio.

Teniendo en cuenta la simplificación anteriormente mencionada, el modelo se elabora en torno a tres elementos principales:

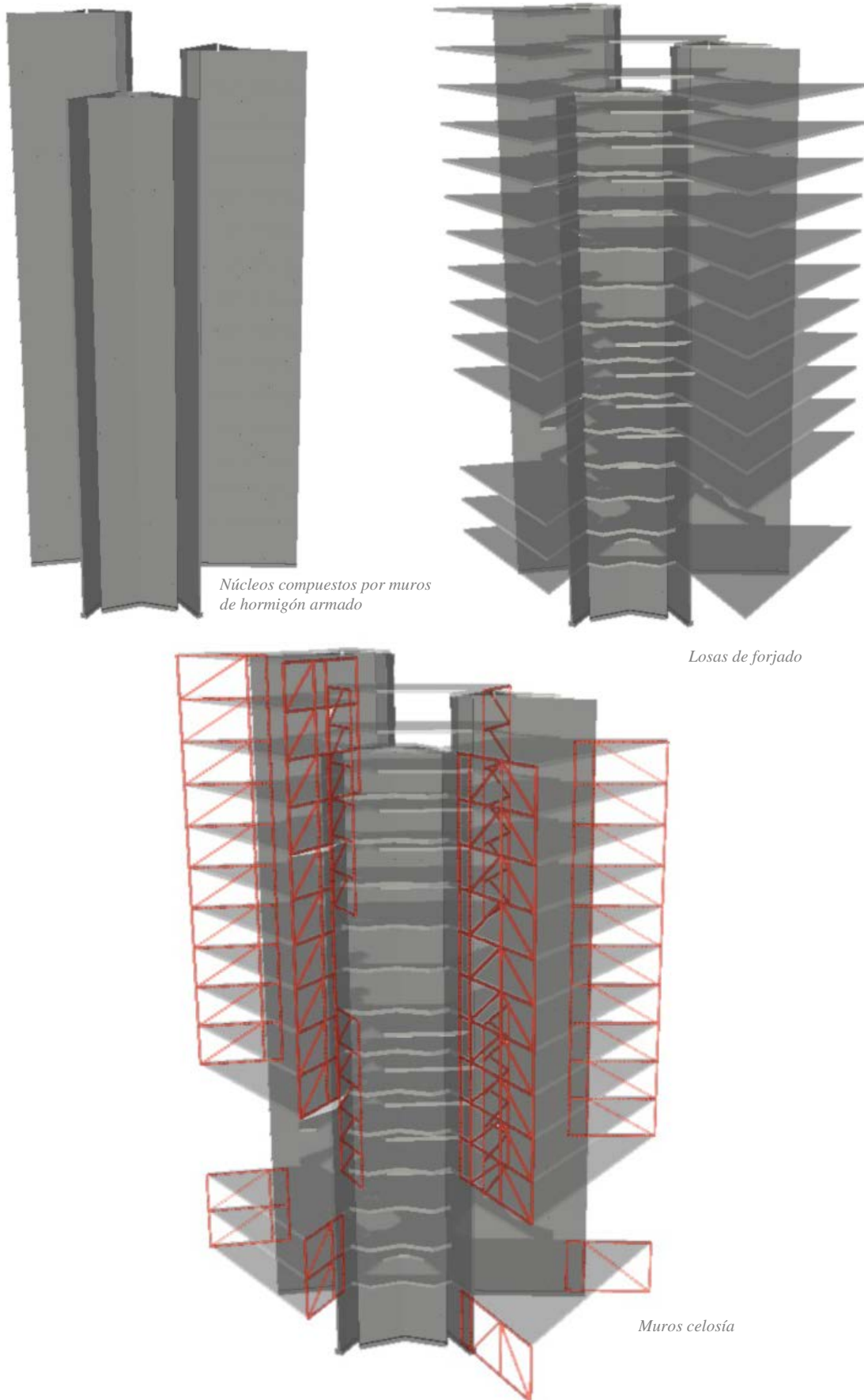
- Tres núcleos compuestos cada uno por dos muros curvos.
- Losas de forjado.
- Muros celosía.



(Figura 1) Imágenes del modelo alámbrico y del modelo sólido desarrollado para el cálculo de la Torre Cube I (Architrave)



(Figura 2) Imágenes del modelo alámbrico y del modelo sólido desarrollado para el cálculo de la Torre Cube I

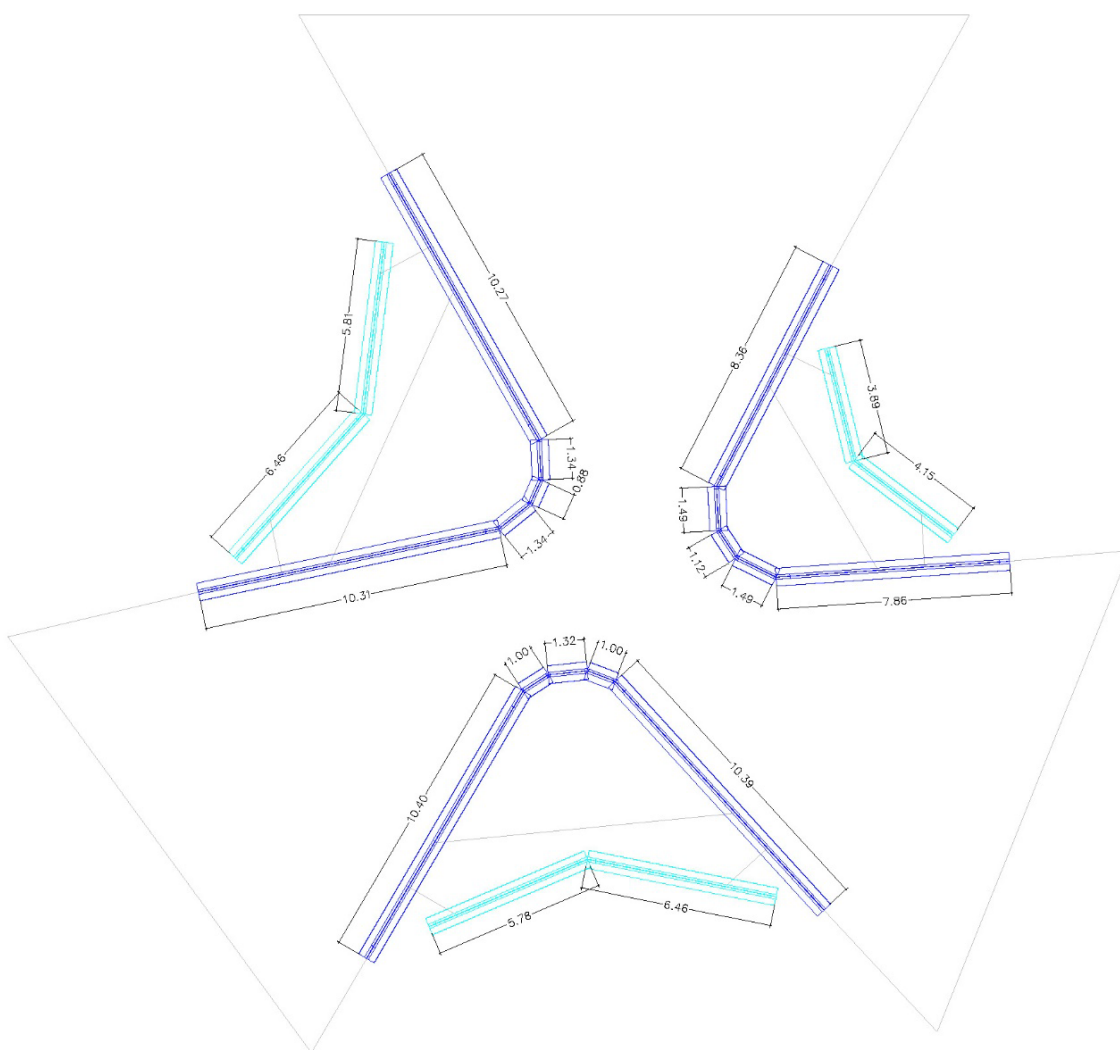


(Figura 3) Descomposición del modelo sólido en elementos principales de la Torre Cube I (Architrave)

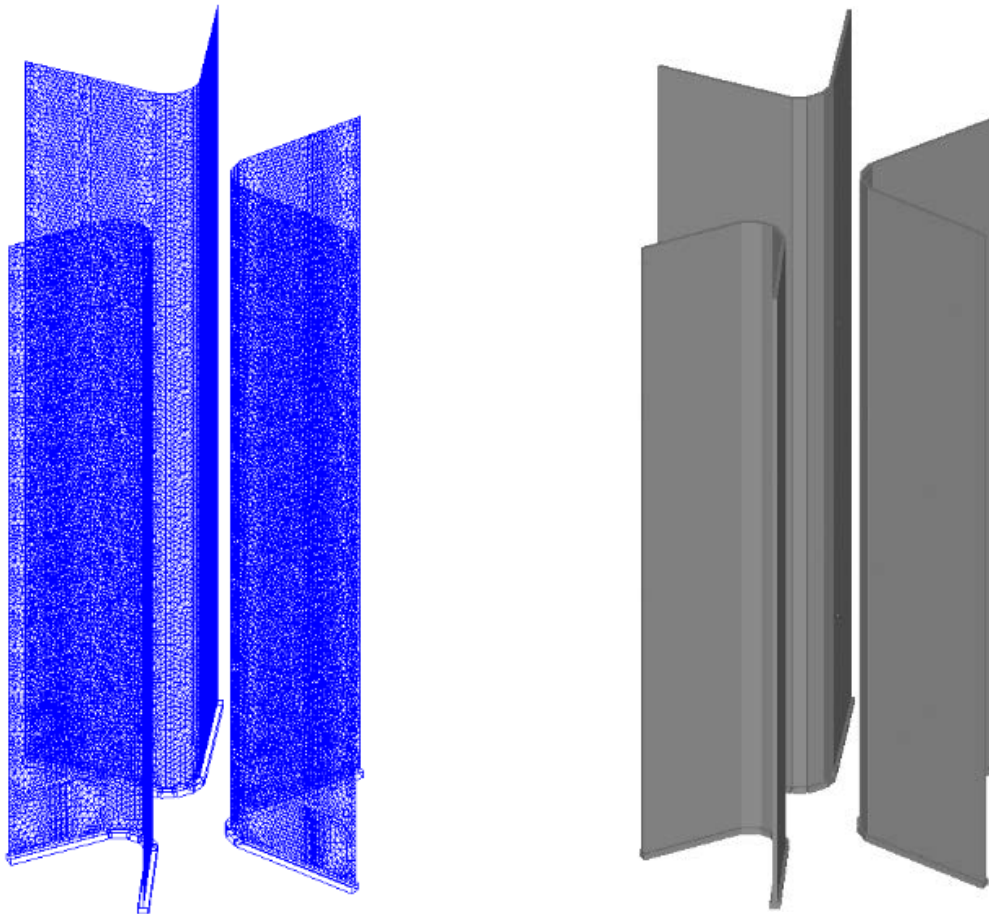
6.1.1 Núcleos compuestos por muros de hormigón armado

Son tres núcleos, compuestos por dos muros de hormigón armado, siendo de 30 cm de espesor el muro que queda al interior del patio, y el de 15 de cm de espesor el muro que da al exterior. Ambos muros están cimentados con un empotramiento rígido en unas zapatas corridas de 50x50cm de espesor. Su forma ha sido simplificada, ya que en la realidad se trata de dos muros curvos. En este modelo, se ha optado por simplificar el muro en tramos poligonales de superficie plana (figura 4).

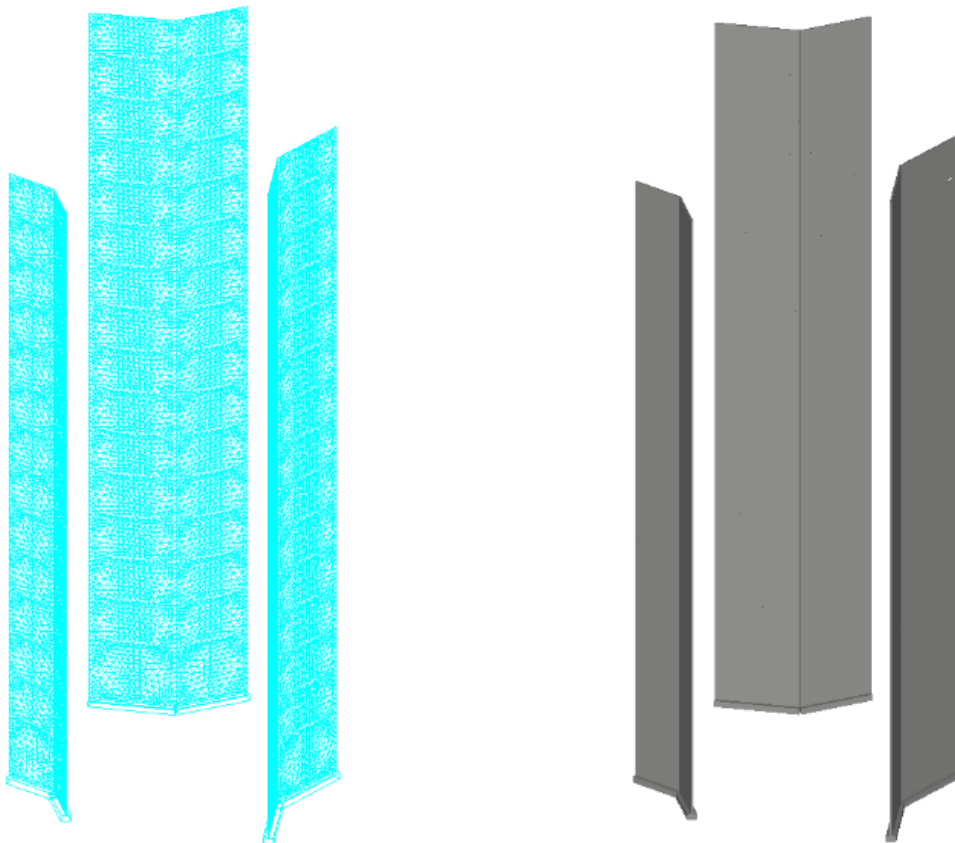
Estos núcleos se han modelizado mediante mallado global, lo que permite obtener una superficie de elementos finitos. Estos elementos son de forma triangular con lados del orden de los 50 cm y se les asigna una sección de hormigón armado HA -25 de 30 cm de espesor (muro azul oscuro) y de 15 cm de espesor (muro azul claro). Los muros de 30 cm se componen de 58527 elementos finitos (repartidos en 3 núcleos) y los de 15 cm se componen de 32175 elementos (repartidos también en 3 núcleos), alcanzando un total de 90702 elementos finitos.



(Figura 4) Imagen en planta de los núcleos de hormigón en modelo alámbrico (Architrave)



(Figura 5) Modelo alámbrico y sólido de los muros de 30 cm de espesor (Architrave)



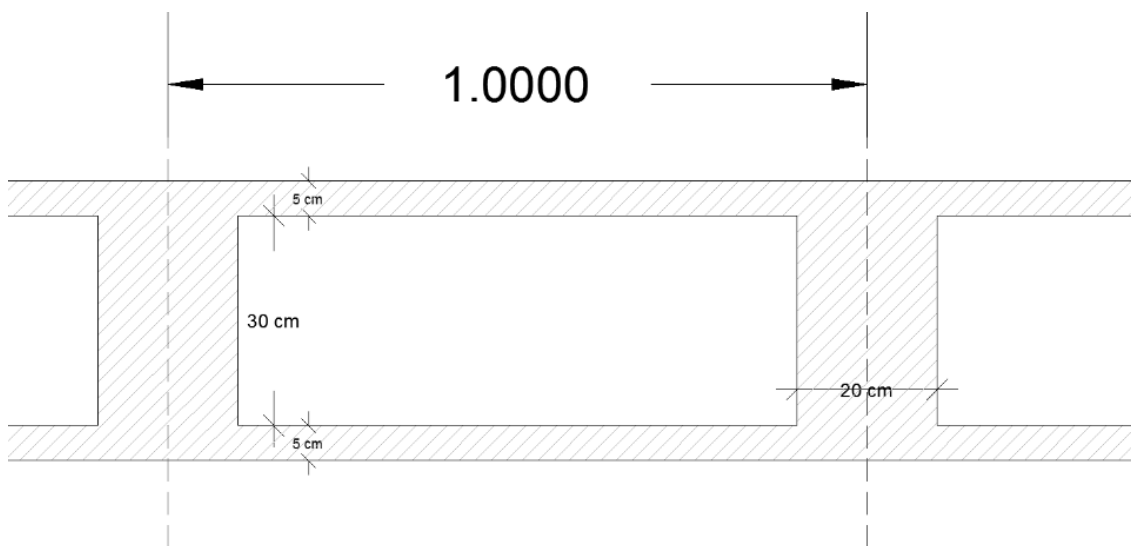
(Figura 6) Modelo alámbrico y sólido de los muros de 15 cm de espesor (Architrave)

6.1.2 Losas de forjado

Estos elementos son los que le dan la forma característica al edificio. Las losas de forjado se disponen en cada planta, de la misma forma que en el edificio real, respetando el patio interior y los módulos de oficinas que se van disponiendo a lo largo de la altura del edificio.

Las losas de forjado también han sido modelizadas mediante mallado global, lo que permite obtener una superficie de elementos finitos. Estos elementos son de forma triangular con lados del orden de los 60 cm. Se le asigna un espesor de 40 cm de espesor. El espesor y la densidad aplicada a este elemento se debe a la simplificación del forjado nervado a una losa maciza que conserva la misma rigidez y peso que el forjado real. Para el cálculo de la nueva densidad se usará un espesor de 30 cm, en concepto de mantener la rigidez del forjado original. El ajuste se ha realizado de la siguiente forma:

Entendemos el forjado como un elemento aligerado, con nervios con un intereje de 1 metro y de 20x40 cm de sección. El recubrimiento del elemento aligerado es de 5 cm, tanto por su parte superior como por la inferior. Así quedaría la muestra para la demostración de la resistencia elegida para la losa:

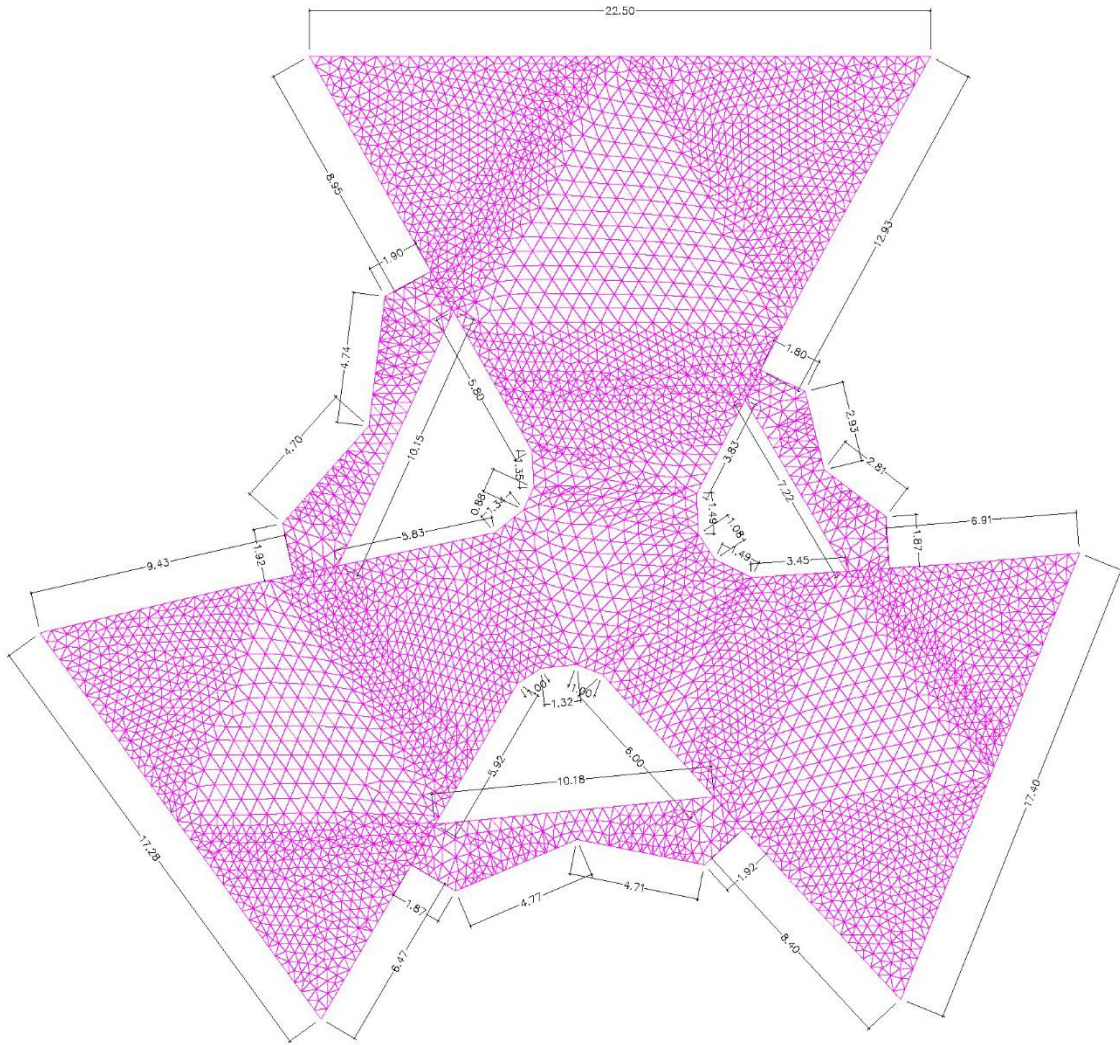


$$\frac{P}{m^2} = \gamma_{horm} \cdot Sup_{horm}$$

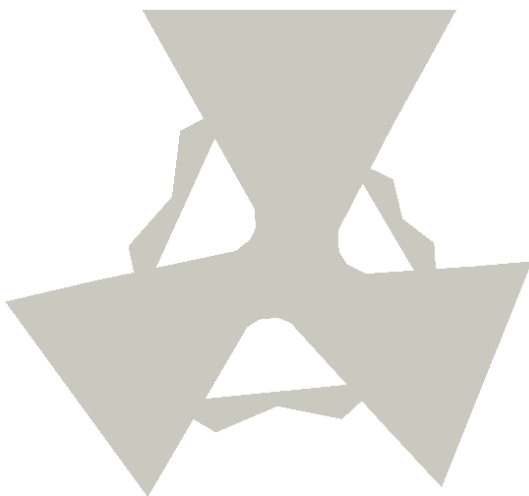
$$\frac{P}{m^2} = 25 \cdot \frac{(2 \cdot 5 \cdot 100 + 2 \cdot 10 \cdot 30)}{10000} = 25 \cdot \frac{1600}{10000} = 4 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto:

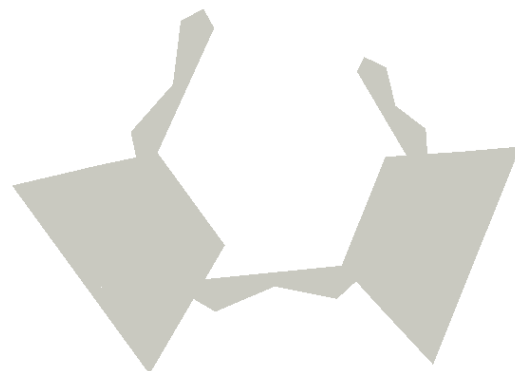
$$\gamma_2 \cdot 0,30 = 4 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}; \gamma_2 = \frac{4}{0,30} = 13,3 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \approx \mathbf{15 \text{ KN/m}^3}$$



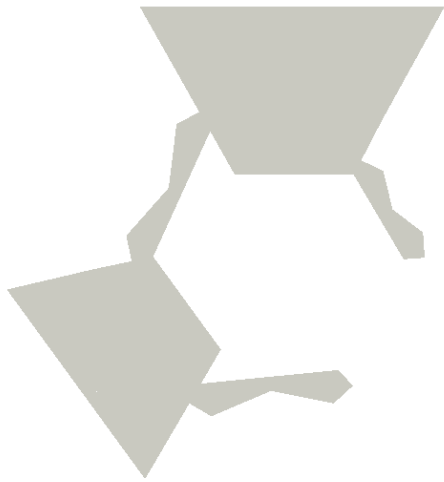
(Figura 7) Modelo alámbrico de la losa de la planta tipo (Architrave)



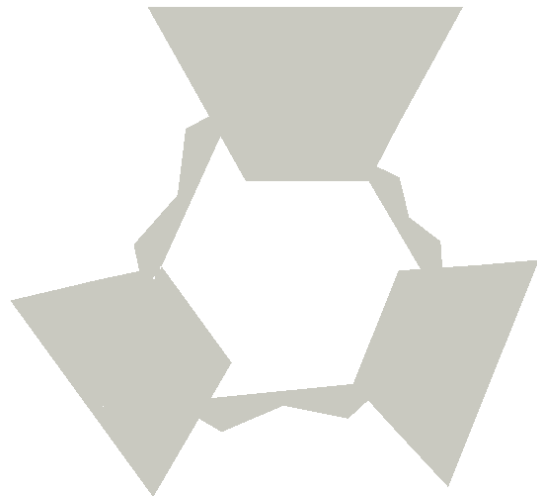
Losa de planta 1



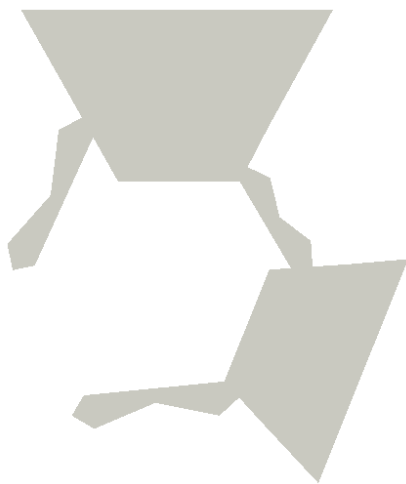
Losa de las plantas 2 y 3



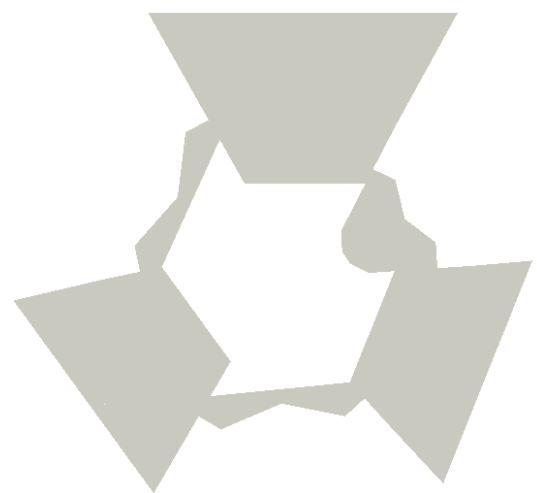
Losa de las plantas 4 y 5



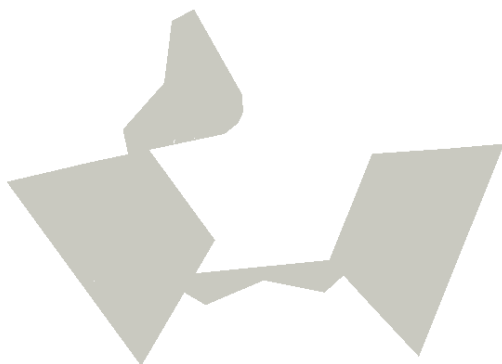
Losa de las plantas 6, 9, 10, 11, 12 y 13



Losa de las plantas 7 y 8



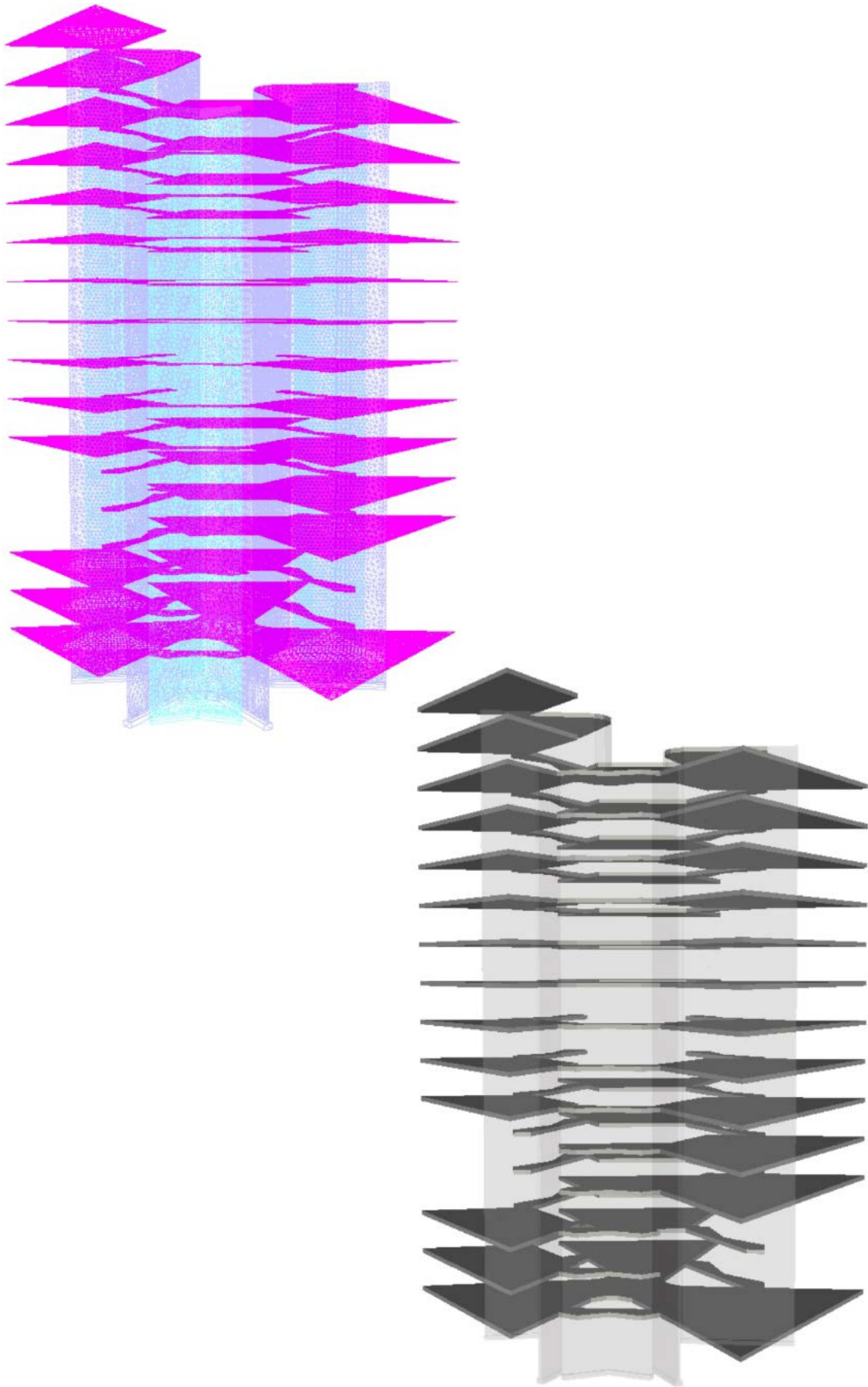
Losa de la planta 14



Losa de la planta 15



Losa de la planta 16 (cubierta)

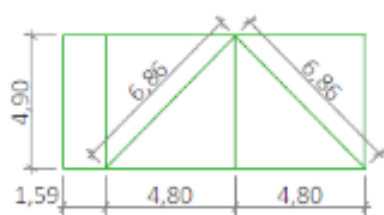
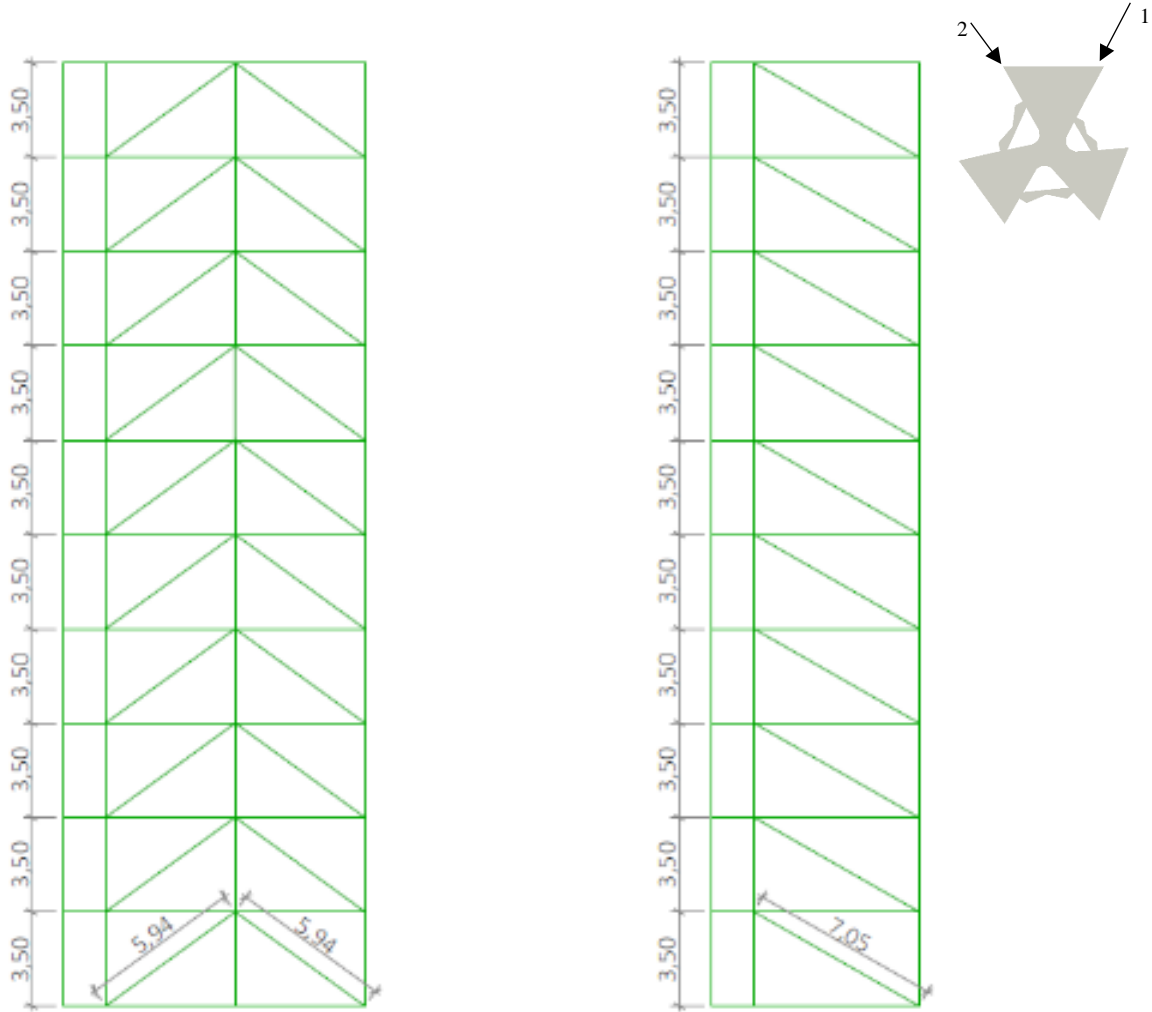


(Figura 8) Modelo alámbrico y sólido de las losas en su conjunto (Architrave)

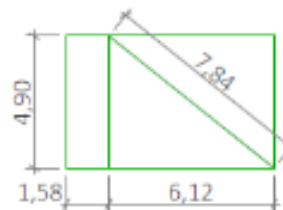
6.1.3 Muros celosía

Estos muros celosía son los elementos que ayudarán a la estructura a lograr el apoyo en los extremos de las losas de forjado, y así poder cubrir grandes luces con elementos más ligeros, en lugar de colocar una viga de gran canto.

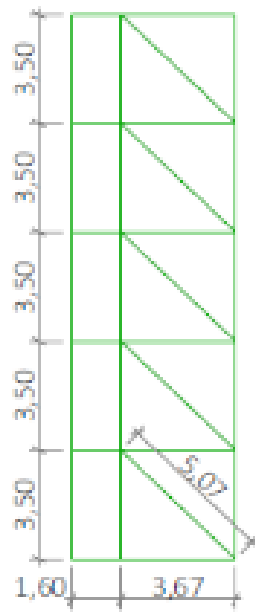
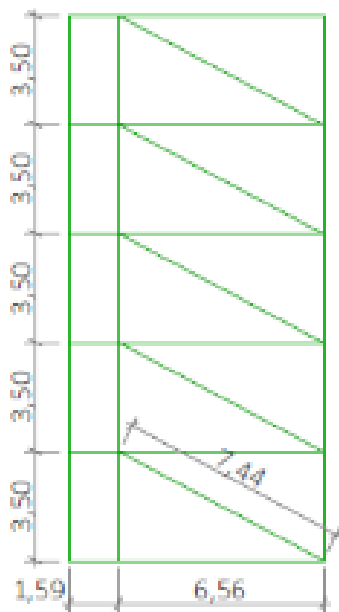
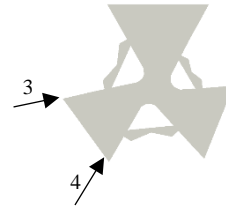
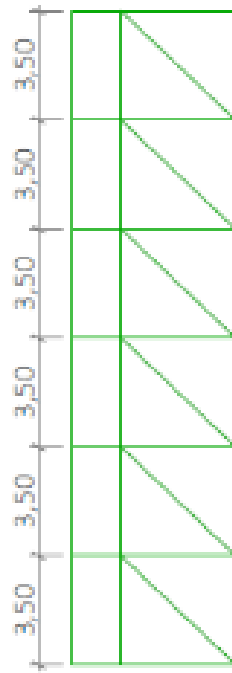
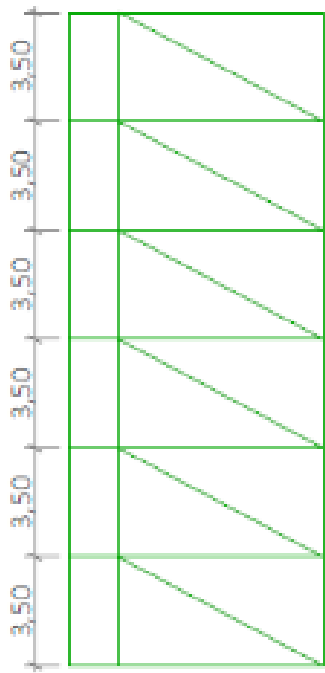
Los muros celosía se han modelizado mediante barras, a las cuales se les ha asignado un perfil HEB 200 de acero S275.



(Figura 9) Muro celosía 1 (Architrave)

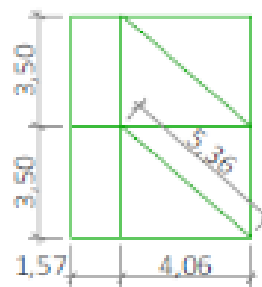
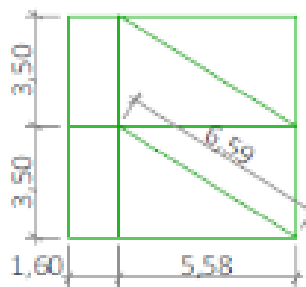
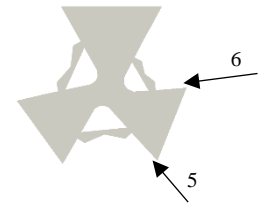
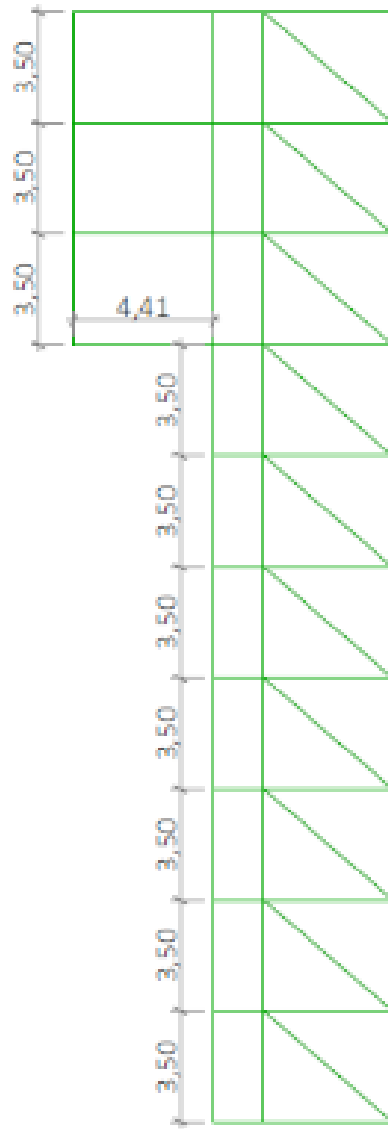
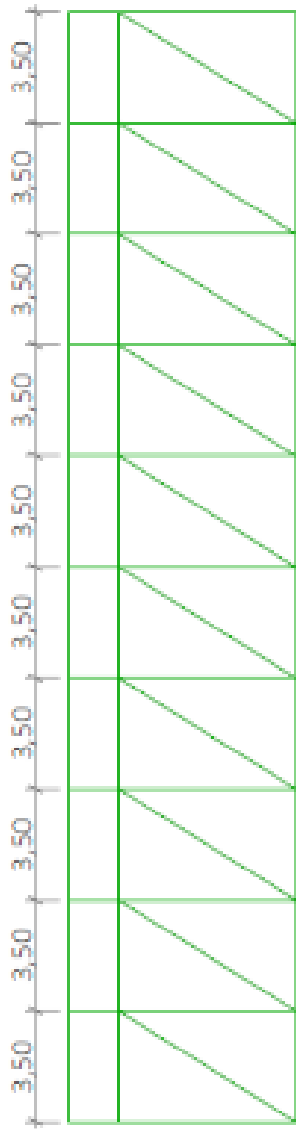


(Figura 10) Muro celosía 2 (Architrave)



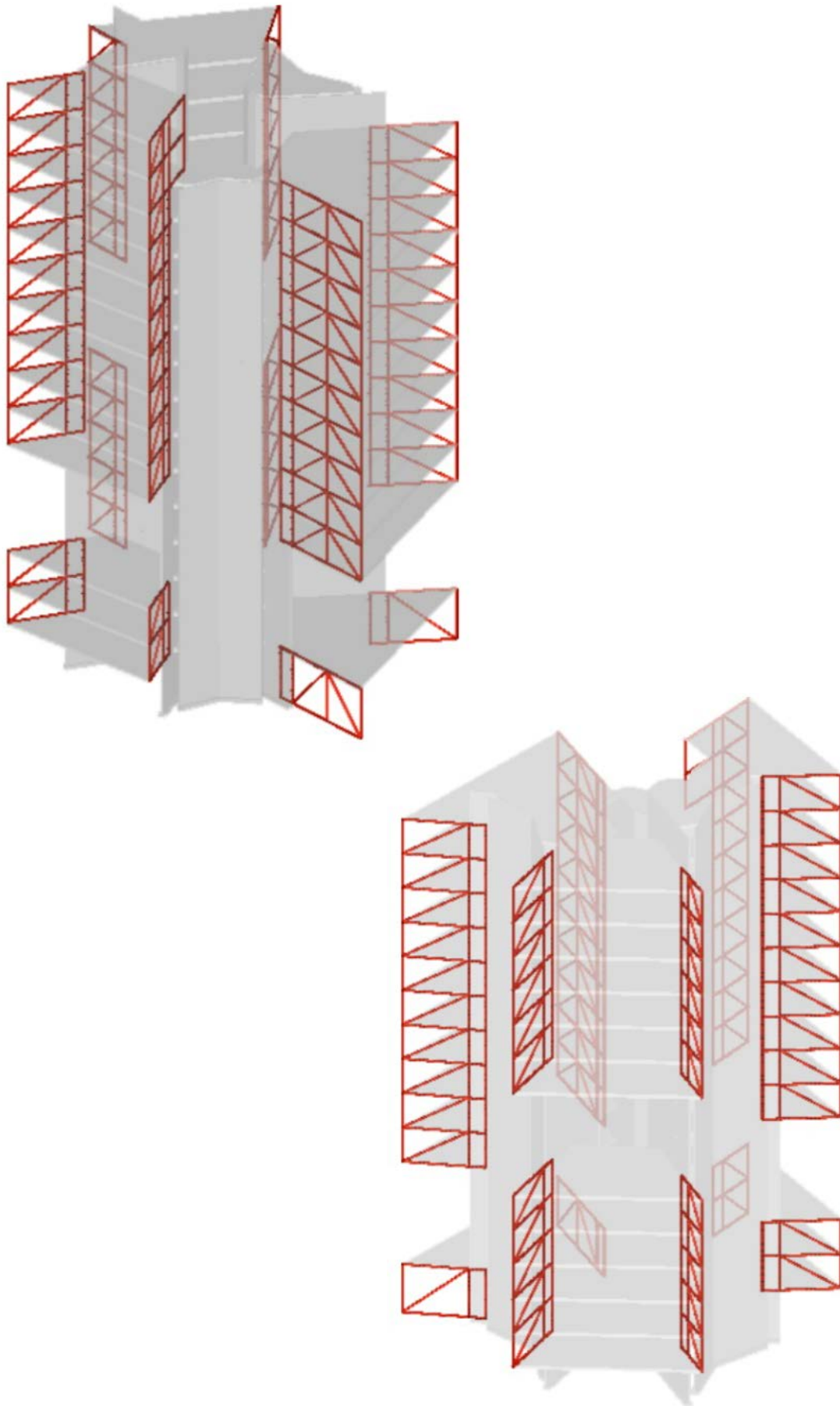
(Figura 11) Muro celosía 3 (Architrave)

(Figura 12) Muro celosía 4 (Architrave)



(Figura 13) Muro celosía 5 (Architrave)

(Figura 14) Muro celosía 6 (Architrave)



(Figura 15) Detalle de los muros celosía, en relación con el resto del modelo (Architrave)

6.2 EVALUACIÓN Y ASIGNACIÓN DE CARGAS

Una vez elaborado el modelo estructural, se procede a la evaluación y posterior asignación de cargas. Se trata de acercarnos al valor de las cargas a las que pueda estar sometida la estructura real. Por lo tanto, la evaluación de cargas se realiza de acuerdo con lo establecido en el Código Técnico de la Edificación (CTE), específicamente en su apartado Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (DB-SE-AE).

En primer lugar, para la evaluación de cargas, debemos distinguir entre cargas permanentes y variables.

6.2.1 Cargas permanentes

Se establecen las siguientes cargas permanentes verticales sobre las losas de forjado:

- **Peso Propio de los elementos estructurales**

El programa de cálculo Architrave ya incluye este factor en el cálculo, en función del material y sus dimensiones.

- **Forjados**

La carga por unidad de superficie en todas las losas de forjado es de 6 KN/m²

- **Cubierta**

En las losas de cubierta (losas 14, 15, 16) se ha colocado una carga de valor 2,5 KN/m², obtenido de la tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos del DB-SE-AE, el valor correspondiente a cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava.

- **Tabiquería**

En las losas de forjado (losas 1-15) se ha colocado una carga de tabiquería de valor 1 KN/m², valor correspondiente a la tabla C.4 Peso por unidad de Superficie de tabiques.

- **Pavimento**

En las losas de forjado (losas 1-15) se ha colocado además una carga de valor 0,4 KN/m², obtenido de la tabla C.3 Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación, correspondiente al valor de Tarima de 20mm de espesor con rastreles recibidos con yeso.

Tabla C.3 Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30
Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel	0,40	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80

Tabla C.4 Peso por unidad de superficie de tabiques

Tabiques (sin revestir)	Peso kN/m ²	Revestimientos (por cara)	Peso kN/m ²
Rasilla, 30 mm de espesor	0,40	Enfoscado o revoco de cemento	0,20
Ladrillo hueco, 45 mm de espesor	0,60	Revoco de cal, estuco	0,15
de 90 mm de espesor	1,00	Guarnecido y enlucido de yeso	0,15

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

Elemento	Peso
Forjados	kN / m ²
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m ²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldañado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m ²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos	kN / m ³
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardineras, incluyendo material de drenaje ⁽¹⁾	20

⁽¹⁾ El peso total debe tener en cuenta la posible desviación de grueso respecto a lo indicado en planos.

(Figura 16) Tablas C.3, C.4 y C.5 del Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (DB-SE.AE)

6.2.2 Cargas variables

Se establecen las siguientes cargas variables sobre las losas de forjado:

Sobrecarga de uso

De acuerdo con el apartado 3.1 del capítulo 3 Acciones variables del DB-SE-AE, establecemos dos cargas:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ ⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

⁽¹⁾ Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m² para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m² para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m² para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.

⁽²⁾ En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.

⁽³⁾ Para cubiertas con un inclinación entre 20° y 40°, el valor de q_k se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.

⁽⁴⁾ El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.

⁽⁵⁾ Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m².

⁽⁶⁾ Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m² y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.

⁽⁷⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

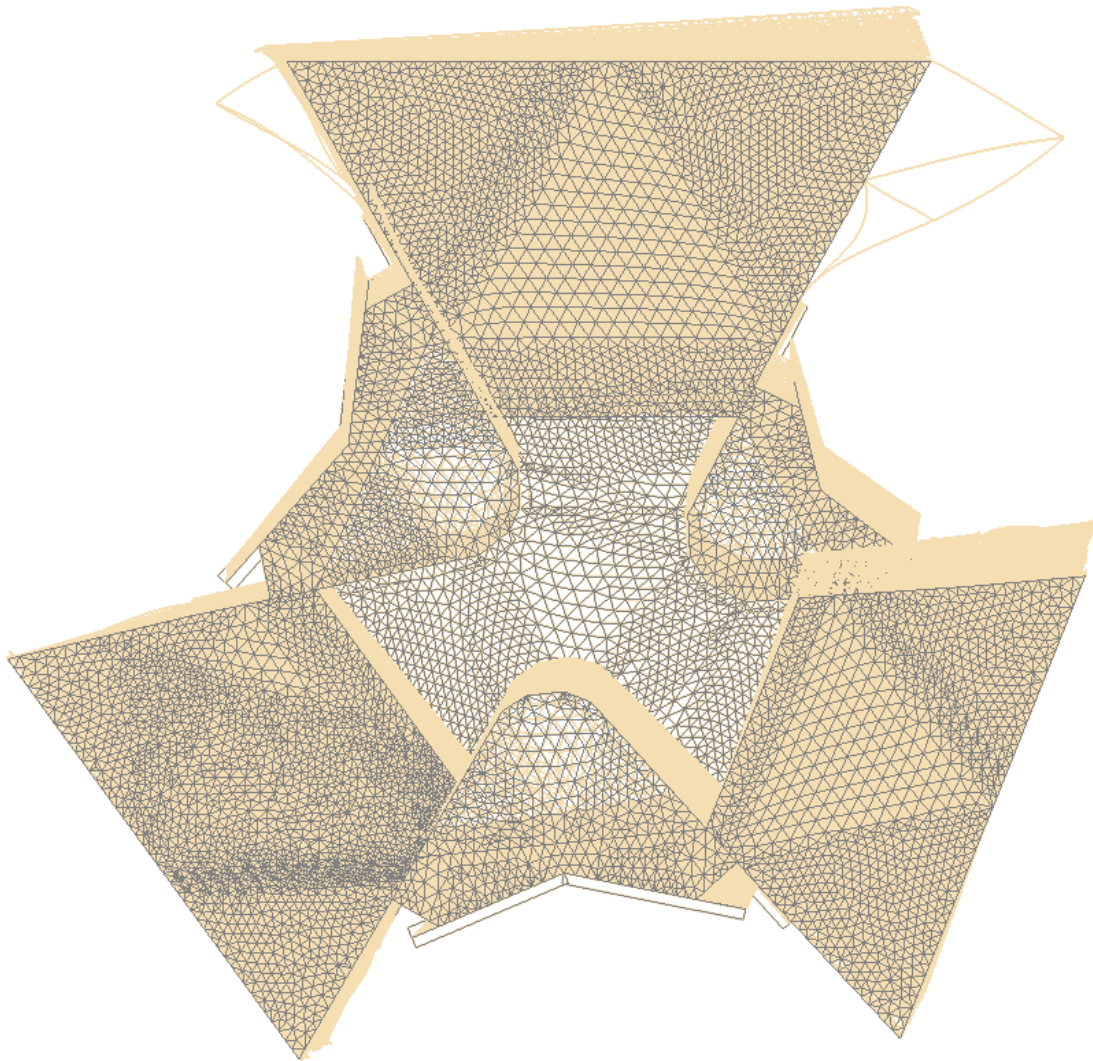
(Figura 17) Tabla 3.1 del Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (DB-SE-AE)

- Para las losas de forjado destinadas a oficina (plantas 1-15), según la Tabla 3.1, el documento establece una zona C3 para este tipo concreto de edificaciones: Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles, etc. El valor para esta carga es de 5 KN/m².
- Para las losas de cubierta (plantas 14, 15, 16), la norma establece la zona F Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente. El valor de la carga es de 1 KN/m².

Sobrecarga de viento

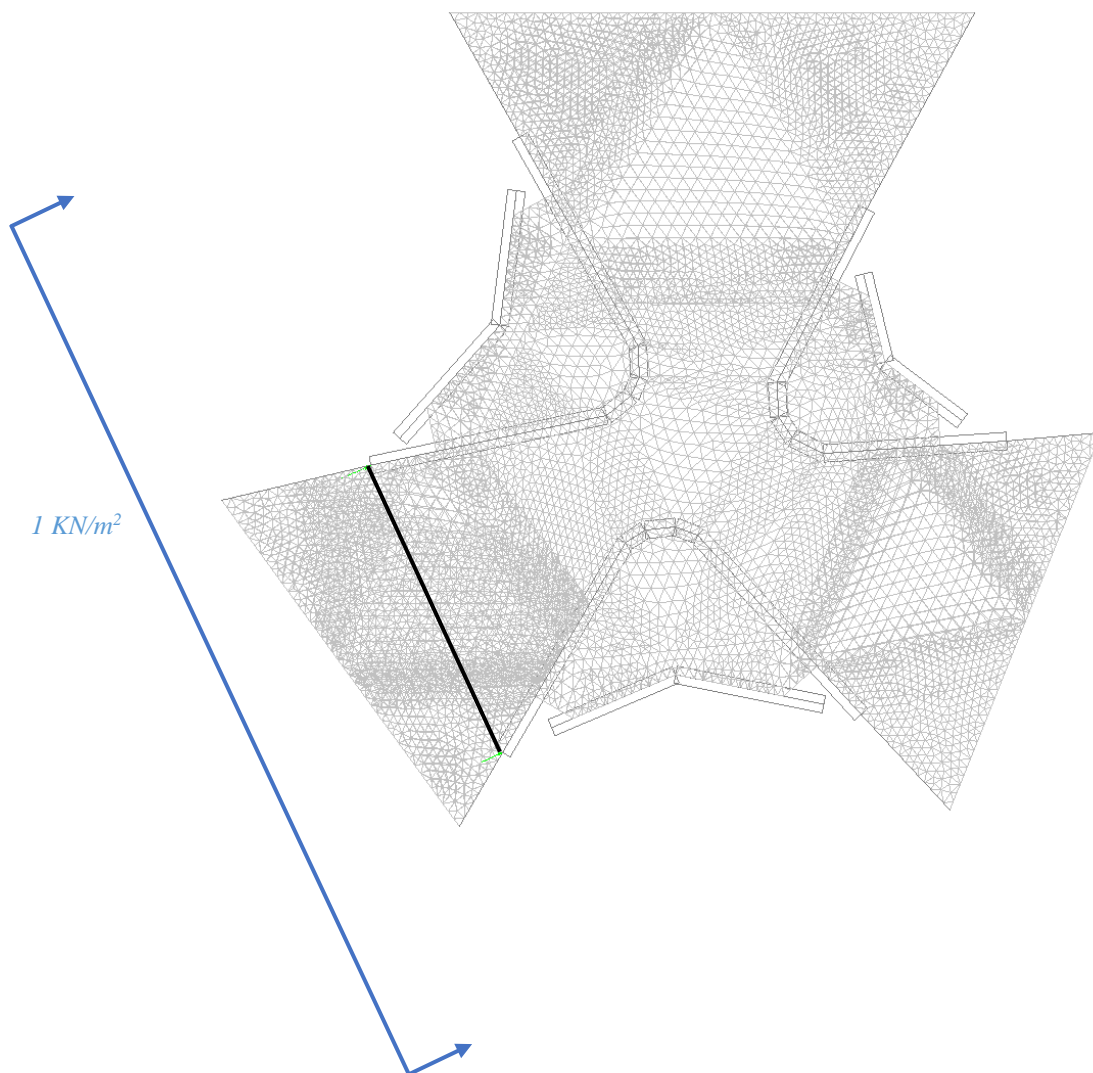
Dado que nuestro edificio no se ubica en España, hemos decidido colocar una carga de viento superficial horizontal de valor 1 Kn/m^2 . Dada la forma irregular del edificio, la forma de su aplicación se ha simplificado de la siguiente manera:

En primer lugar, se ha hecho un estudio de la deformación del edificio teniendo en cuenta que la estructura está sometida sólo a los esfuerzos de cargas permanentes verticales (anteriormente mencionadas). Debido a la asimetría del edificio, incluso sólo con cargas gravitatorias el edificio muestra desplome en una de sus direcciones, obteniendo una deformación como la de la figura inferior:



(Figura 18) Imagen de la deformada sobre la planta de la Torre Cube I. (Architrave).

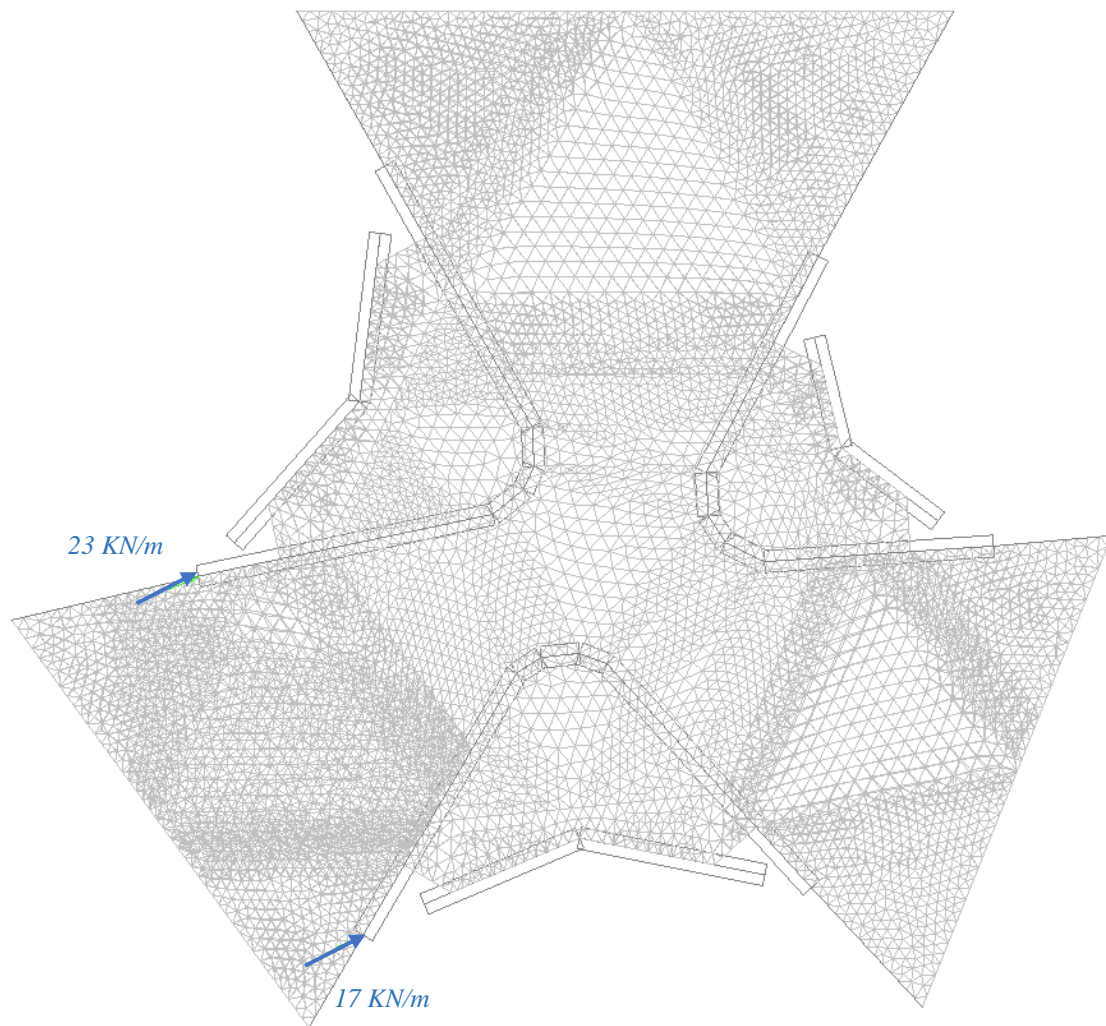
Por tanto, el esfuerzo de viento se ha aplicado en la dirección del desplome producido por las cargas gravitatorias, de forma que su efecto que se acumule con aquel.



(Figura 19) Aplicación del esfuerzo de viento sobre la Torre Cube I.

Siguiendo este criterio, el esfuerzo de viento lleva la dirección perpendicular de la línea imaginaria que une los dos muros de 30 cm de los dos núcleos afectados. De manera que la deformación provocada por las cargas de viento se acumule con las producidas por las verticales, obteniendo la situación aún más desfavorable.

Una vez conocida la dirección, la carga superficial se ha multiplicado por el ámbito (ancho en horizontal) que afecta a cada uno de los muros: 23 m y 17 m respectivamente. Así se han obtenido dos fuerzas lineales repartidas que se aplican a lo largo de la altura de los muros de los núcleos. Ya que serán estos elementos verticales los que soportarán el esfuerzo de viento. De forma gráfica sería:



(Figura 20) Aplicación del esfuerzo de viento descompuesto en dos fuerzas lineales sobre los muros de los núcleos..

A continuación, en la siguiente tabla se mostrará un resumen de las cargas a aplicar y la hipótesis de carga en las que se incluyen:

Hipótesis de carga		Elemento estructural	Valor
HIP 01	Peso propio	Todos los elementos	Architrave
	Forjados	Losas de forjado	6 KN/m ²
	Cubierta	Plantas de cubierta (losas 14, 15, 16)	2,5 KN/m ²
	Tabiquería	Losas de forjado (1-15)	1 KN/m ²
	Pavimento	Losas de forjado (1-15)	0,4 KN/m ²
HIP 02	Sobrecarga de uso (oficinas)	Losas de forjado (1-15)	5 KN/m ²
	Sobrecarga de uso (cubierta)	Plantas de cubierta (14,15,16)	1 KN/m ²
HIP 03	Viento lateral	Muros de hormigón de 30 cm	23 KN/m
			17 KN/m

6.3 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de cargas son realizadas automáticamente por el programa Architrave, de acuerdo a lo establecido en el Código Técnico de la Edificación (CTE), Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE) en el apartado 4.- Verificaciones basadas en coeficientes parciales.

En los siguientes apartados se indican las combinaciones de cargas y coeficientes de mayoración empleados en el cálculo para la comprobación de resistencia (Estados Límites Últimos – ELU) y deformaciones (Estados Límites de Servicio).

Estados Límites Últimos (apartado 4.2.2 del Documento Básico de Seguridad Estructural del CTE).

4.2.2 Combinación de acciones

- 1 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$);
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 4.1 para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 4.2

- 2 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación extraordinaria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.4)$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$);
- una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A_d), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- una acción variable, en valor de cálculo frecuente ($\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente ($\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$).

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad ($\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

- 3 En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Coeficientes de mayoración (tablas 4.1 y 4.2 del Documento Básico de Seguridad Estructural)

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

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

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

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Estados Límites de Servicio (apartado 4.3.2 del Documento Básico de Seguridad Estructural del CTE).

4.3.2 Combinación de acciones

- 1 Para cada situación de dimensionado y criterio considerado, los efectos de las acciones se determinarán a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas, de acuerdo con los criterios que se establecen a continuación.
- 2 Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b) una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c) el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).
- 3 Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.7)$$

siendo

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b) una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c) el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).
- 4 Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

siendo:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 Q_k$).

Conocidas las fórmulas y los coeficientes, obtenemos las siguientes combinaciones:

Para la comprobación de resistencia en situaciones persistentes o transitorias, se obtienen las siguientes combinaciones:

ELU 01.	$1,35 \cdot \text{HIP 01} + 1,50 \cdot \text{HIP 02} + 0,75 \cdot \text{HIP 03}$
ELU 02.	$1,35 \cdot \text{HIP 01} + 1,50 \cdot \text{HIP 03} + 1,05 \cdot \text{HIP 02}$
ELU 03.	$1,10 \cdot \text{HIP 01} + 1,50 \cdot \text{HIP 02} + 0,75 \cdot \text{HIP 03}$
ELU 04.	$1,10 \cdot \text{HIP 01} + 1,50 \cdot \text{HIP 03} + 1,05 \cdot \text{HIP 02}$

Para la comprobación de las deformaciones, las combinaciones obtenidas son las siguientes:

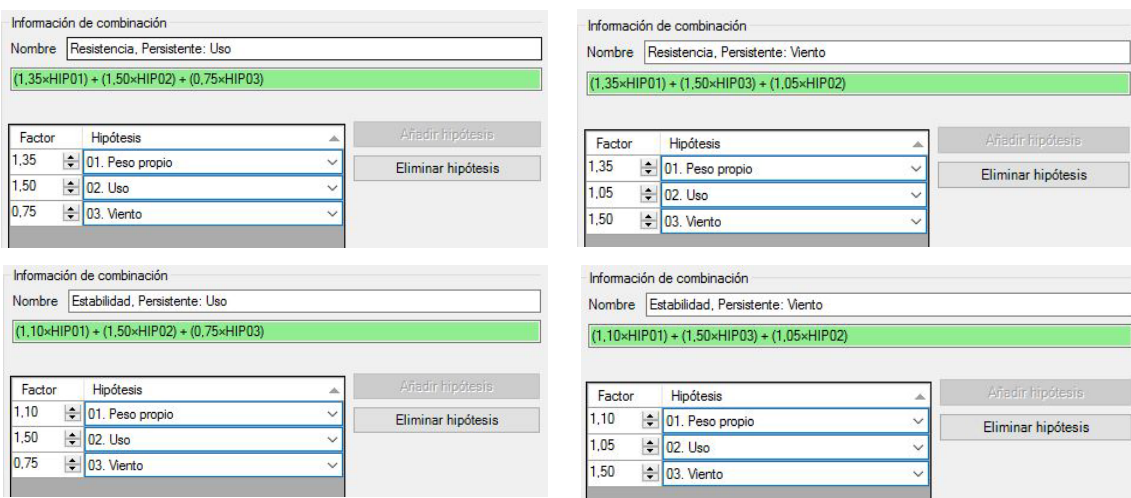
- Combinación característica

ELS 01.	$1,00 \cdot \text{HIP 01} + 1,00 \cdot \text{HIP 02} + 0,50 \cdot \text{HIP 03}$
ELS 02.	$1,00 \cdot \text{HIP 01} + 1,00 \cdot \text{HIP 03} + 0,70 \cdot \text{HIP 02}$

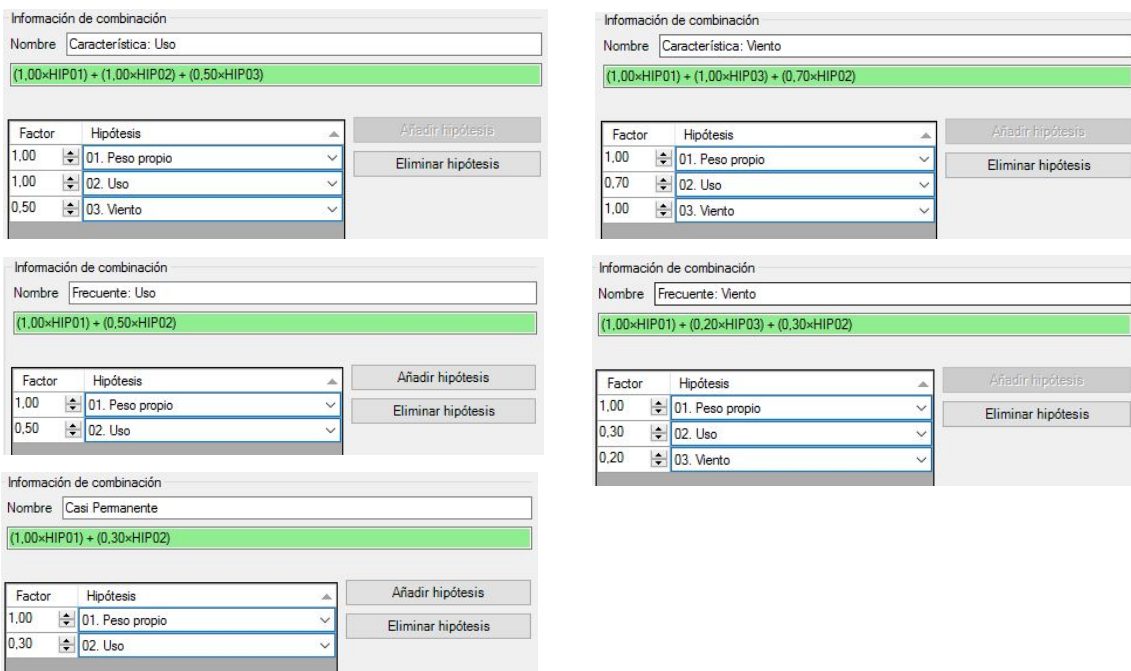
- Combinación frecuente
- ELS 03. $1,00 \cdot \text{HIP 01} + 0,50 \cdot \text{HIP 02}$
- ELS 04. $1,00 \cdot \text{HIP 01} + 0,20 \cdot \text{HIP 03} + 0,30 \cdot \text{HIP 02}$
- Combinación casi permanente
- ELS 05. $1,00 \cdot \text{HIP 01} + 0,30 \cdot \text{HIP} \cdot 02$

Por tanto, resultan 4 combinaciones para la comprobación de resistencia y 5 combinaciones para la comprobación de deformaciones y flechas.

(Figura 21) Combinaciones para ELU



(Figura 22) Combinaciones para ELS. (Capturas de pantalla del programa Architrave)



6.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En este modelo se han definido las siguientes características para el hormigón estructural empleado en las losas y los núcleos, y para el acero de los muros celosía:

The figure displays three screenshots of a software interface for defining material properties. Each screenshot shows a list of materials, a name field, a class dropdown, a type dropdown, and a 'Propiedades' section with various material characteristics.

Material 1: HORMIGON_ARMADO_HA-25

Nombre:	HORMIGON_ARMADO_HA-25
Clase:	Hormigón armado
Tipo:	HA25
Peso específico:	25,00 kN/m3
Módulo de elasticidad longitudinal:	27.264,0 N/mm2
Módulo de elasticidad transversal:	11.360,0 N/mm2
Coefficiente de Poisson:	0,2000
Coefficiente de dilatación:	0,000012 (°C)-1

Material 2: GENERICO_UHormigon forjado

Nombre:	GENERICO_UHormigon forjado
Clase:	Genérico
Tipo:	Genérico
Peso específico:	15,00 kN/m3
Módulo de elasticidad longitudinal:	28.000,0 N/mm2
Módulo de elasticidad transversal:	11.666,7 N/mm2
Coefficiente de Poisson:	0,2000
Coefficiente de dilatación:	0,010000 (°C)-1

Material 3: ACERO_S275

Nombre:	ACERO_S275
Clase:	Acero
Tipo:	S275
Peso específico:	78,50 kN/m3
Módulo de elasticidad longitudinal:	210.000,0 N/mm2
Módulo de elasticidad transversal:	80.769,2 N/mm2
Coefficiente de Poisson:	0,3000
Coefficiente de dilatación:	0,000012 (°C)-1

(Figura 23) Características de los materiales de la estructura de la Torre Cube I (Architrave)

6.5 COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN LAS HIPÓTESIS BÁSICAS

En este apartado se abordará el análisis de la estructura en su conjunto. Se intentará sacar unas conclusiones a partir del modelo realizado, para conocer el comportamiento del edificio frente a las cargas de servicio, las cargas de viento y su propio peso.

En primer lugar, se analizará por separado cada una de las hipótesis de carga, para ver el efecto que tiene cada una de esas cargas en las consecuentes tensiones y deformaciones de las losas de forjado, de los muros que forman los núcleos de hormigón y de los muros celosía en los que apoyan las tres alas de las losas de forjado.

En segundo lugar, se analizarán 3 combinaciones de carga, para ver el comportamiento general de la estructura cuando en ella intervienen las tres hipótesis de carga.

6.5.1 Comportamiento de los núcleos frente a cargas permanentes.

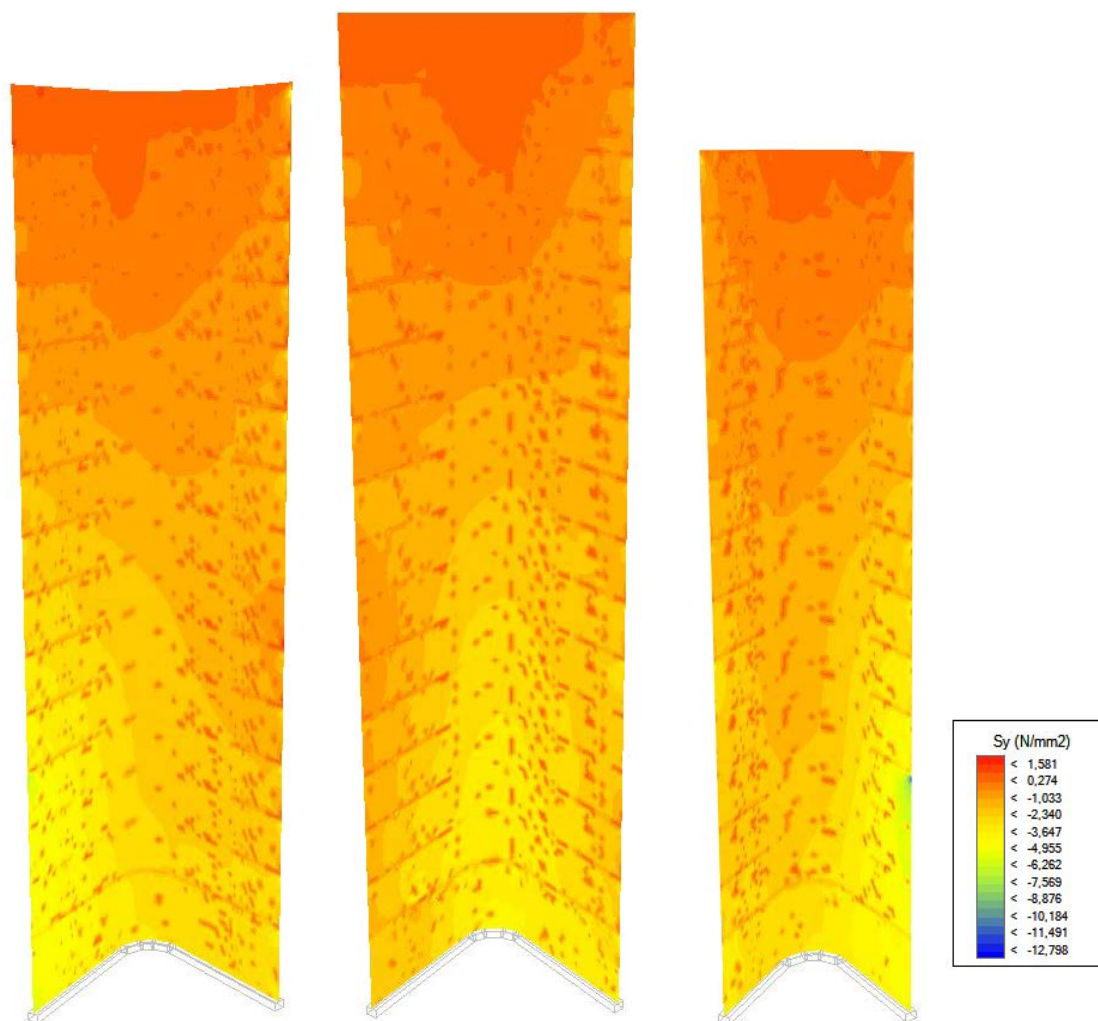
Estos elementos se encargarán de transmitir las cargas de todo el edificio hasta la cimentación, y de ésta al terreno.

Al tratarse de un modelo el cuál se ha modelizado mediante superficies planas, se analizarán las tensiones S_y (vertical). Para este análisis concreto dividiremos estos elementos en dos grupos: los muros de 30 cm de espesor y los muros de 15 cm de espesor de cada uno de los núcleos.

Como se puede apreciar en la figura 24, estos muros (30 cm de espesor) trabajan casi por completo a compresión, llegando a una tensión máxima de $-12,798 \text{ N/mm}^2$, localizada en el encuentro del muro 3 con la losa de la planta 4. En este caso está un poco desplazada hacia abajo debido al espesor de 40 cm de la losa de forjado.

Se observa un comportamiento gradual en los 3 muros, yendo de tensiones de compresión de valor en torno a 0 N/mm^2 en la parte superior de los muros, hasta tensiones de compresión de valor en torno a $-3,6 \text{ N/mm}^2$ en la parte inferior de los muros (encuentro de los muros con la cimentación del edificio). También es cierto que aparecen pequeñas zonas en naranja a lo largo de los tres muros, las cuáles están localizadas en los tramos donde los muros cambian de dirección y también cercanas a los encuentros con las losas. Este comportamiento se debe a que las tensiones que los muros soportan son menores y van acumulándose conforme nos acercamos a la parte inferior

También hay que resaltar que hay pequeñas zonas en los muros en los cuales aparecen unas tensiones de tracción de valor cercano a $1,5 \text{ N/mm}^2$. Se localizan justo en los encuentros de los muros con las losas, y aparecen mayormente en la mitad superior de los 3 muros.

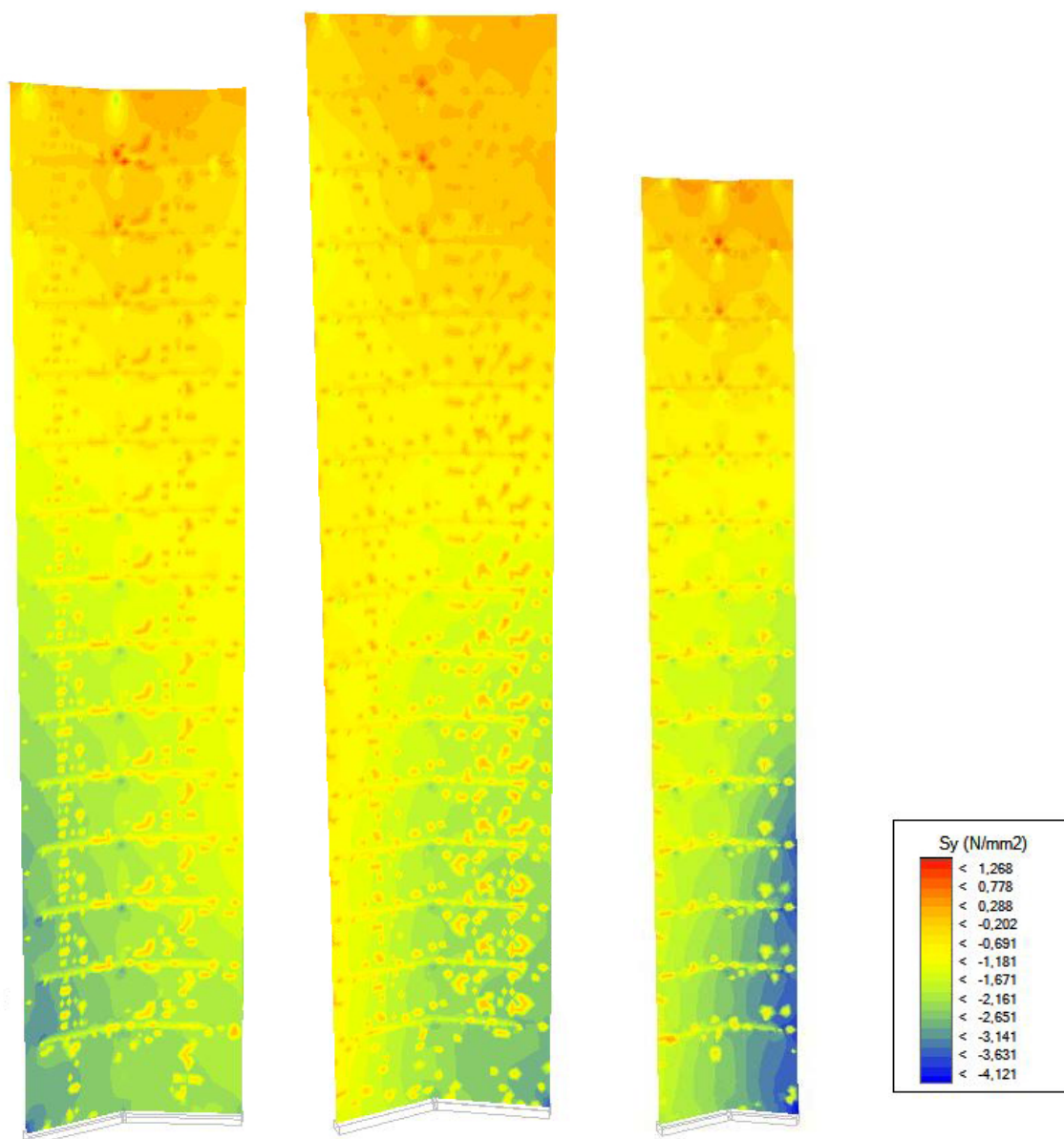


(Figura 24) Tensiones S_y (HIP 01) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos (Architrave)

En la figura 25 observamos las tensiones S_y en los muros de 15 cm de espesor. En estos muros también se puede observar que trabajan mayormente a compresión, salvo en los testeros de los tres muros donde aparecen esfuerzos muy pequeños tracción (de valor en torno a $0,24 \text{ N/mm}^2$).

También es notable un comportamiento gradual de los esfuerzos de compresión, siendo más altos conforme nos acercamos a la parte inferior de los muros. Sin embargo estos esfuerzos de compresión se concentran próximos a los bordes de los muros, en concreto en el muro 1 y muro 3, ya que ambos comparten el peso de las losas de forjado con mayor luz del edificio. Estos esfuerzos de compresión alcanzan valores de $-4,12 \text{ N/mm}^2$.

En la parte superior son visibles unos puntos rojos donde los esfuerzos de tracción alcanzan valores en torno a los $1,27 \text{ N/mm}^2$. Estos se localizan justo en el encuentro en ángulo de los muros en cada núcleo, produciéndose ligeramente encima del encuentro con las losas de forjado correspondientes.



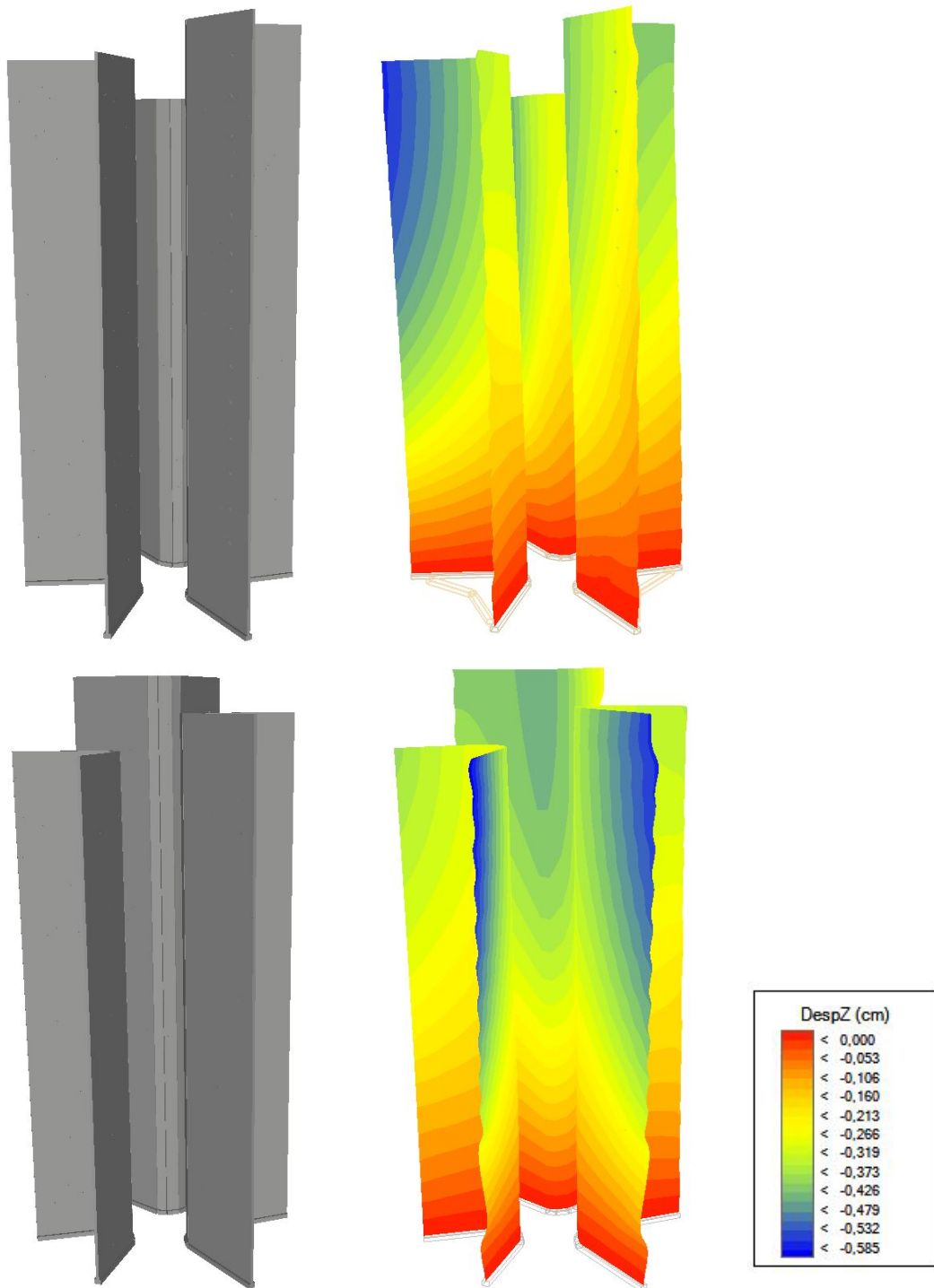
(Figura 25) Tensiones S_y (HIP 01) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos (Architrave)

Desplazamientos verticales y horizontales de los muros de 30 cm.

En cuanto a los desplazamientos en esta hipótesis, se distinguirán los desplazamientos verticales (D_z) y los desplazamientos horizontales (D_x y D_y).

- **Desplazamientos D_z .**

En primer lugar se mostrarán unas imágenes (figura 26) de los muros de 30 cm en los que se podrá apreciar la deformación que experimentan debido sólo al peso propio del edificio. Se hará lo mismo para los muros de 15 cm.



(Figura 26) Modelo sólido y deformaciones en D_z (HIP 01) en los muros de 30 cm de los núcleos (Architrave)

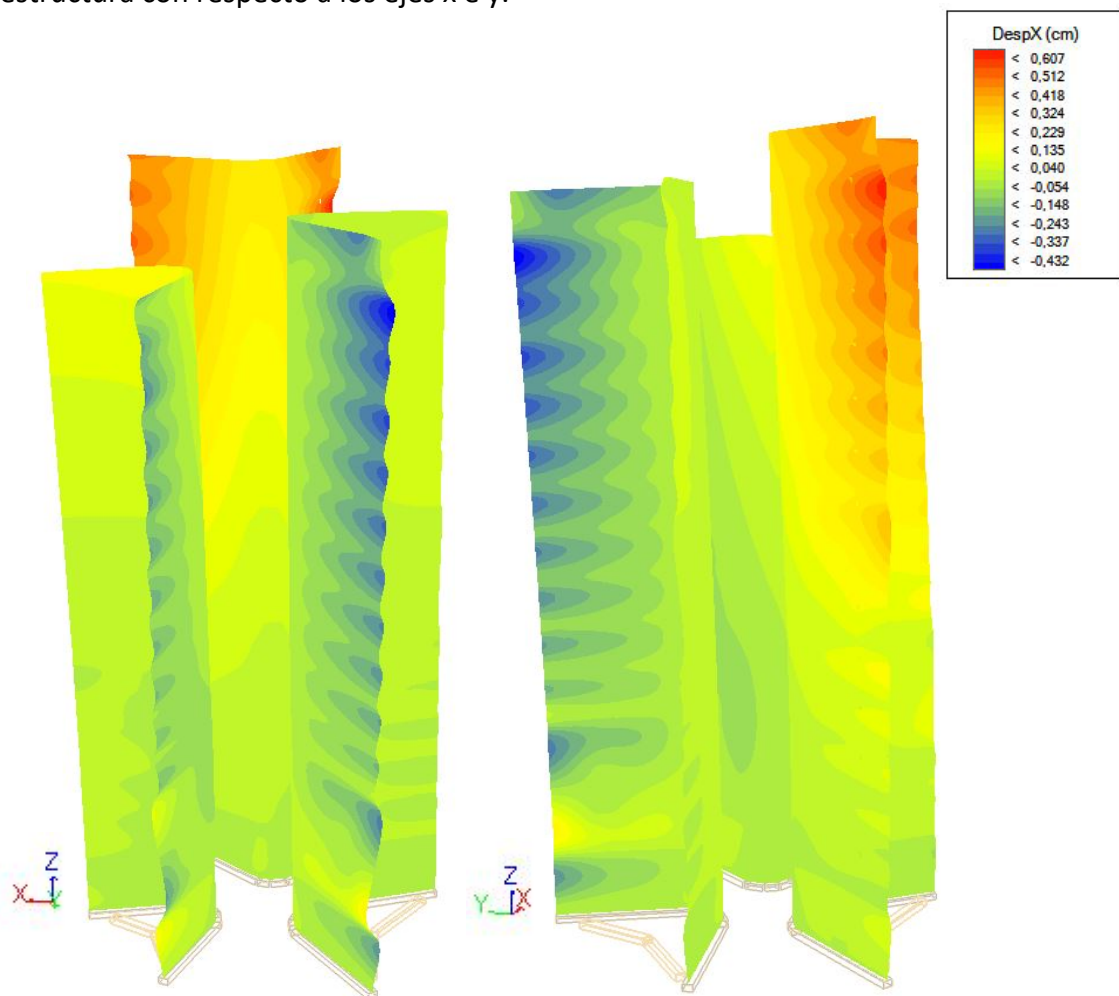
Como se muestra en las imágenes anteriores (figura 26) se aprecia un desplome del edificio entre los muros 1 y 3, los cuáles sustentan la parte de las losas de forjado con más luz del edificio y la que presenta un mayor voladizo con respecto a los otros dos. Este hecho es el que justifica que el esfuerzo de viento se haya colocado de manera que esta deformación sea aún más desfavorable, lo cuál se ha explicado anteriormente en el apartado de esfuerzos.

Atendiendo a los esfuerzos verticales (d_z) se observa que los bordes de los muros 1 y 3 (en color azul) sufren una mayor deformación vertical, debida al peso de la parte de las losas de mayor luz, soportadas por estos muros. Los desplazamientos alcanzan casi los 6 mm.

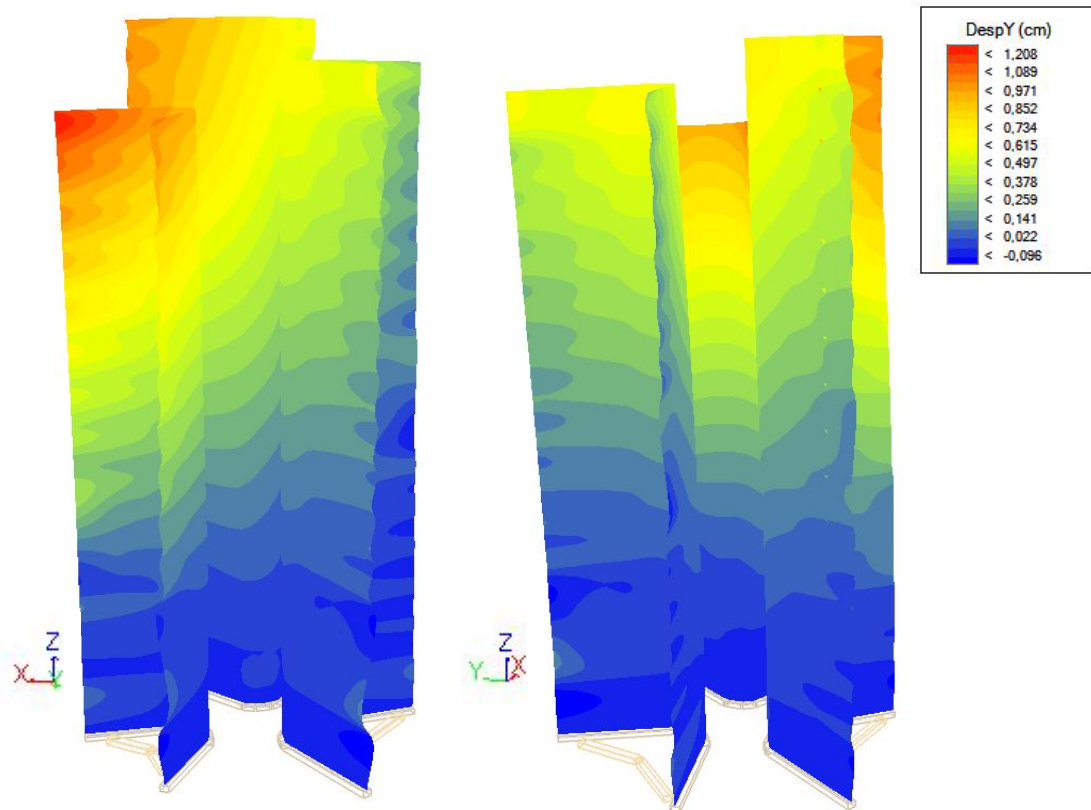
En cuanto al resto de la estructura, el comportamiento es más o menos esperado, siendo nulas las deformaciones en el encuentro de los muros con la cimentación, ya que esta unión se considera como un empotramiento rígido, y va aumentando conforme vamos subiendo hacia la parte superior de los muros, con deformaciones entre los 3 y 5 mm.

○ Desplazamientos Dx y Dy

En las siguientes imágenes observamos los desplazamientos horizontales de la estructura con respecto a los ejes x e y.



(Figura 27) Deformaciones en Dx (HIP 01) en los muros de 30 cm de los núcleos (Architrave)



(Figura 28) Deformaciones en Dy (HIP 01) en los muros de 30 cm de los núcleos (Architrave)

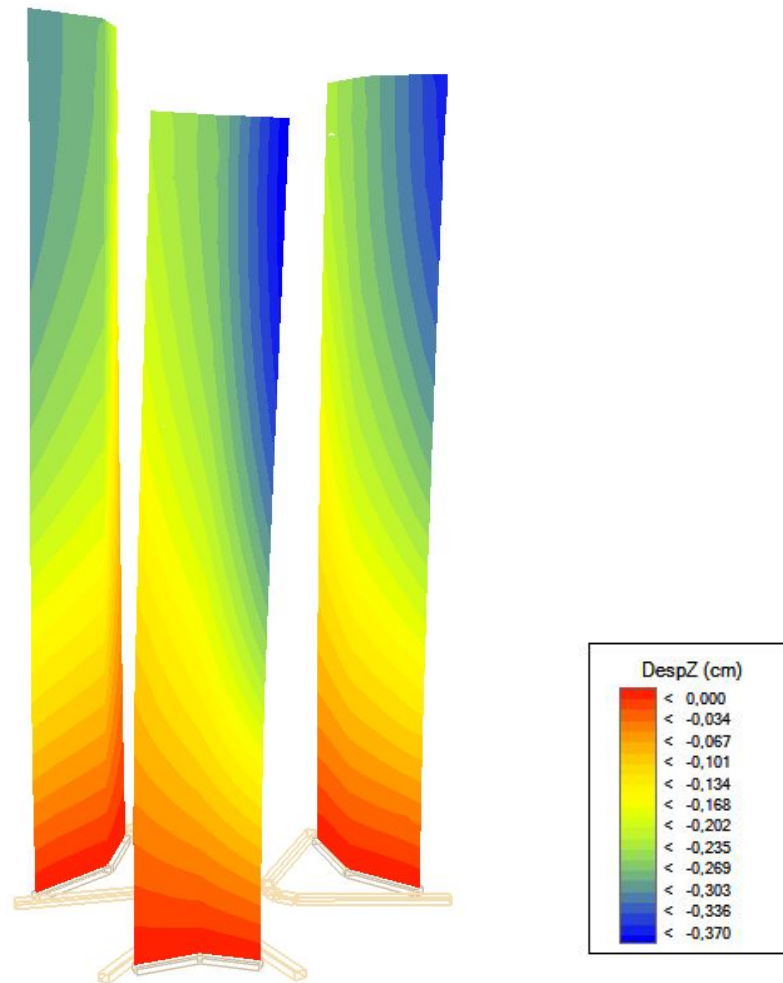
En estos gráficos de desplazamientos horizontales, podemos apreciar que las mayores deformaciones se producen justo en los encuentros de las losas de forjado con los muros, debido al gran peso de éstas últimas. La deformada de la estructura nos ayuda a ver con mayor claridad estos desplazamientos, sobre todo si damos cuenta de la deformación producida en los bordes de los muros.

En el muro más alto, el muro 2, podemos observar que estos desplazamientos llegan a alcanzar valores entre los 3 mm y los 6 mm. También son notables estos desplazamientos en los muros 1 y 3, los cuáles soportan entre ambos la parte de las losas con más vuelo. Aquí los desplazamientos están en la horquilla de 1 mm a 4 mm.

Al analizar los desplazamientos en Dy damos cuenta de lo analizado anteriormente en los desplazamientos verticales (Dz): que la estructura desploma hacia el lado donde se encuentran las losas de forjado de mayor vuelo y luz. Damos cuenta de ello en la parte superior de los muros, justo en la esquina de estos muros. En la zona en rojo el desplazamiento alcanza los 12 mm en la dirección y.

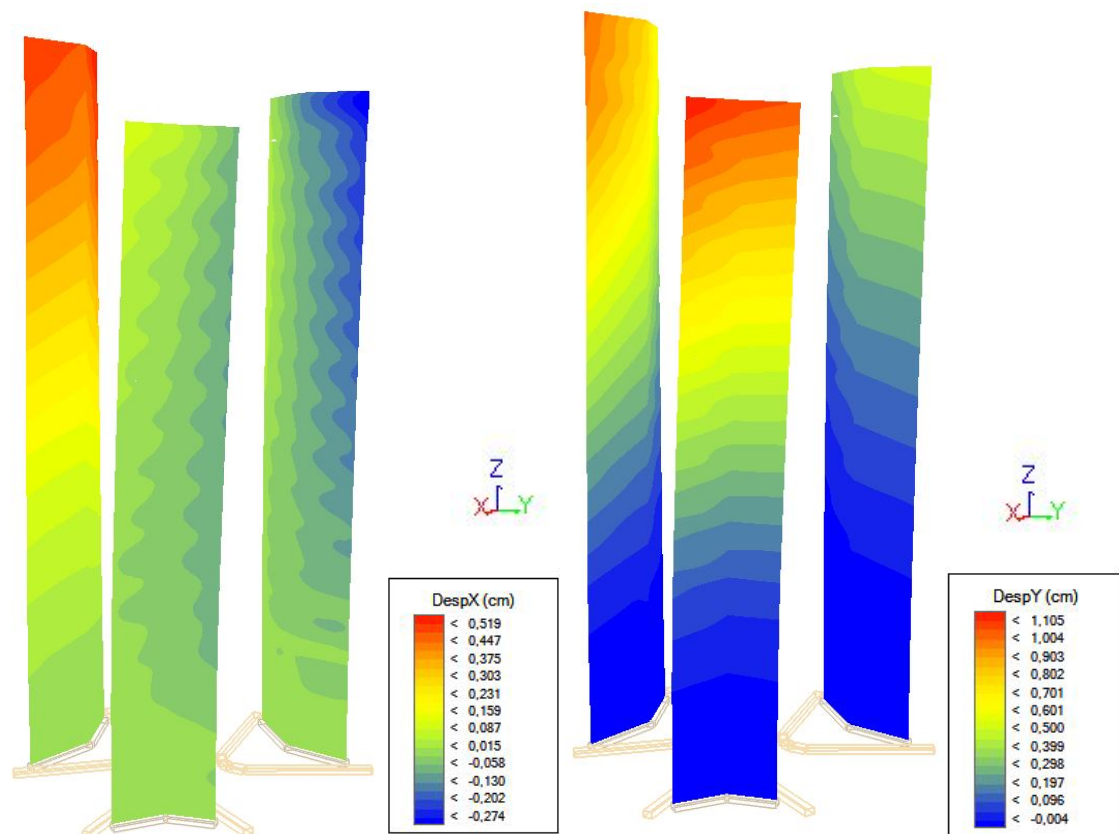
Ahora, analizaremos los muros de 15 cm de espesor, siguiendo el mismo orden que se ha empleado con los muros de 30 cm.

- **Desplazamientos Dz.**



(Figura 29) Deformaciones en Dz (HIP 01) en los muros de 15 cm de los núcleos (Architrave)

Los desplazamientos verticales en los muros de 15 cm vienen a recalcar el desplome anteriormente analizando en los muros de 30 cm, en la dirección en la que se encuentran las losas de mayor vuelo y luz. Estos desplazamientos son más evidentes en los testeros de los muros 1 y 3 (en los bordes que soportan esta losa) donde estos desplazamientos alcanzan los valores de 3,7 mm.



(Figura 30) Deformaciones en Dx y en Dy (HIP 01) en los muros de 15 cm de los núcleos (Architrave)

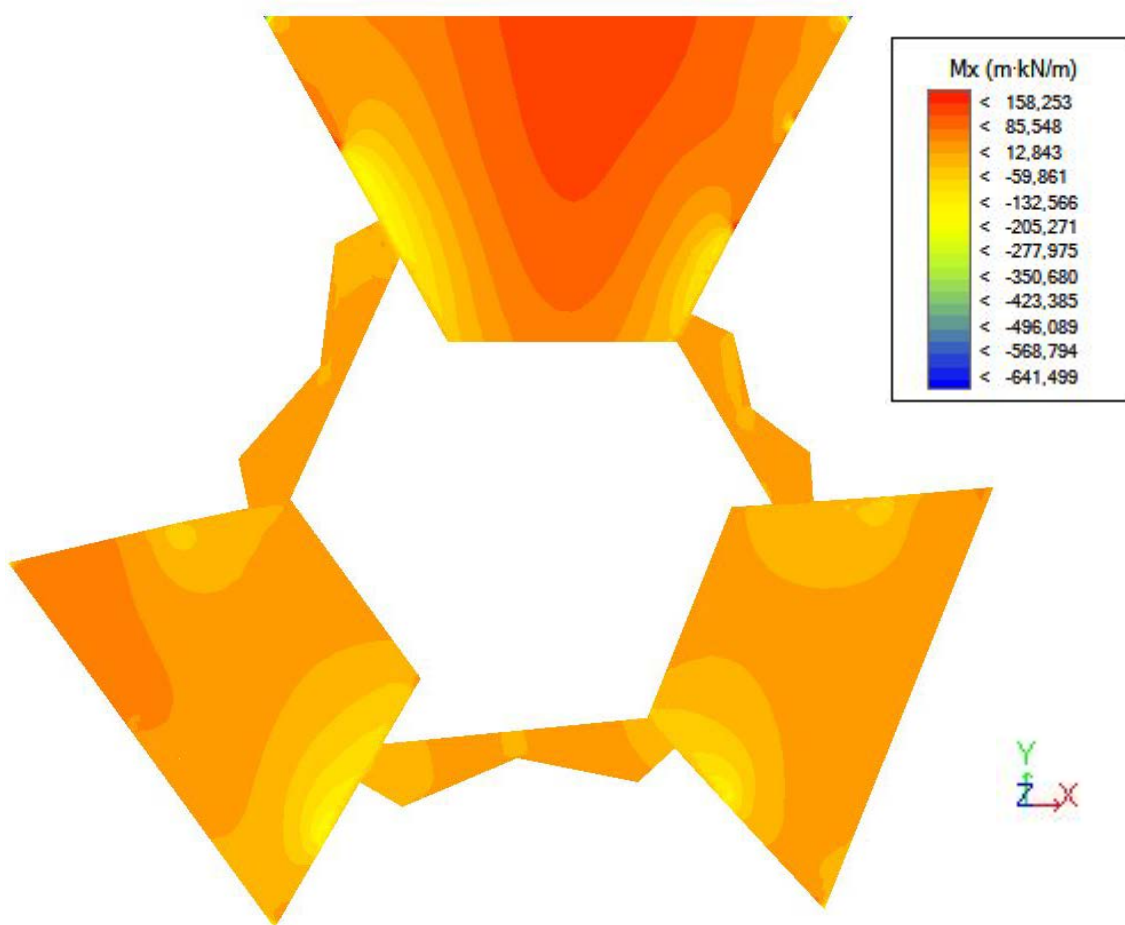
○ Desplazamientos Dx y Dy.

En estas figuras vemos los desplazamientos horizontales en los muros de 15 cm, tanto en la dirección x como en la dirección y. Es en estos muros donde se puede apreciar con mayor claridad el desplome en cuanto a desplazamientos horizontales de los núcleos de la estructura, acentuándose en los muros 1 y 3 (como hemos mencionado anteriormente son estos los que soportan las partes de las losas con más vuelo y luz de la estructura). En los desplazamientos en el eje y podemos apreciar que los muros se deforman en la dirección y, de ahí que en la figura 22 se muestren en su conjunto los desplazamientos en ambos ejes. Es en la parte superior de los muros donde los desplazamientos son mayores, alcanzando valores cercanos a los 12 mm.

6.5.2 Comportamiento de las losas de forjado frente a cargas permanentes

Para analizar el comportamiento estructural de las losas, nos centraremos en los valores obtenidos de los momentos flectores, ya que éstos nos darán los datos para poder armar la losa. Se analizarán tanto los momentos en la dirección X como en la dirección Y.

En primer lugar, analizaremos la planta tipo del edificio, la cuál es la que más se repite a lo largo de la altura de la Torre. En este caso, se seleccionará la planta 11 para realizar un primer análisis.

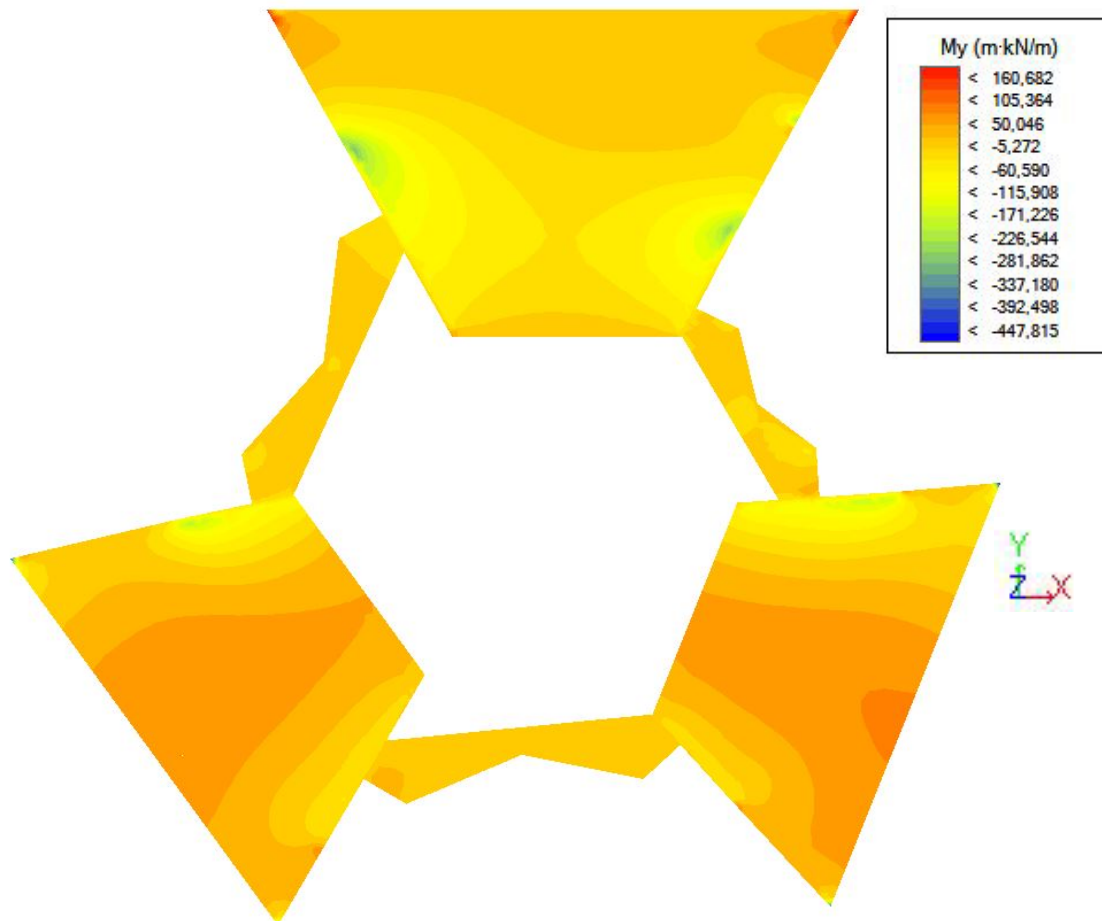


(Figura 31) Momentos Mx en la losa de forjado de la planta 11 (HIP.01) (Architrave)

En la figura 31 podemos observar los valores de momentos Mx generados por las cargas gravitatorias. En este caso, los valores más significativos se obtienen en la parte superior de la losa (la cuál está orientada con respecto al eje X), debido a la posición del eje y a la luz de esta parte de la losa.

En este tramo podemos observar tres puntos significativos, el centro de la losa donde obtenemos valores de momentos positivos cercanos a lo 158 Kn·m, y los dos extremos superiores de la losa donde obtenemos unos momentos con valor negativo entre los -568 Kn·m y los -641 Kn·m. Se podría analizar que el tramo que une ambos extremos se

comporta como una viga con carga repartida y con los dos extremos empotrados. También hay que remarcar unas zonas en amarillo-amarillo anaranjado en esta parte de la losa. En estas zonas, con esfuerzos negativos en torno a los $-200 \text{ Kn}\cdot\text{m}$, son donde se produce el encuentro de la losa de forjado con los muros de 30 cm de los núcleos de hormigón de la Torre.



(Figura 32) Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 11 (HIP.01) (Architrave)

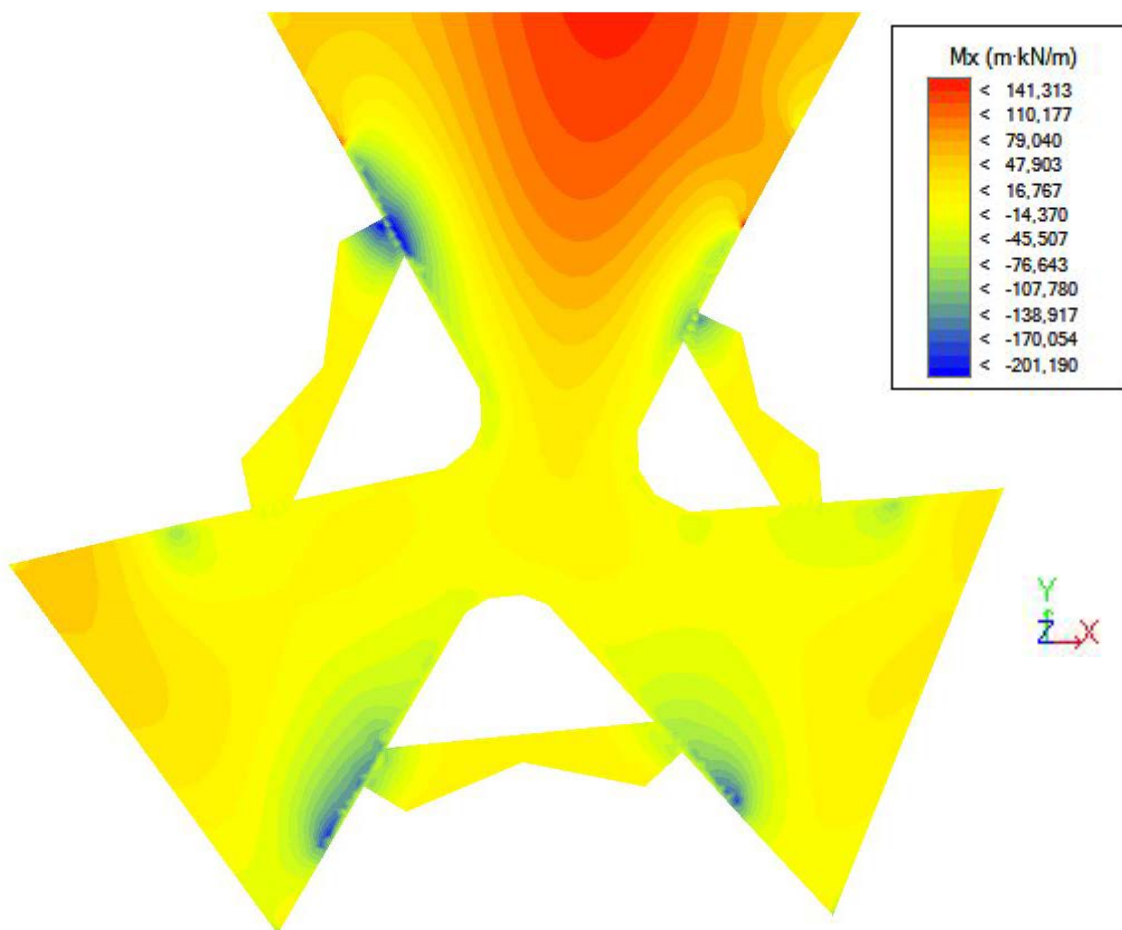
En la figura 32 podemos apreciar los momentos M_y en la losa de la planta 11 de la Torre. Este gráfico nos viene bien para poder analizar los momentos en las otras partes de la losa: la inferior izquierda y la inferior derecha.

En los centros de los vanos, los momentos son positivos y nos encontramos con valores entre 55 y 78 $\text{Kn}\cdot\text{m}$. Y en los extremos de ambas losas nos encontramos con un caso similar al análisis de los momentos de la parte superior de la losa: los momentos son negativos y muy concentrados. Rondan valores entre los $-240 \text{ Kn}\cdot\text{m}$ y los $448 \text{ Kn}\cdot\text{m}$. También se observa un cambio de color justo en las zonas próximas a los muros de los núcleos de la Torre. Zonas en amarillo, amarillo anaranjado y verde pistacho, con momentos negativos entre $-60 \text{ Kn}\cdot\text{m}$ y $-180 \text{ Kn}\cdot\text{m}$. Esto se debe a esa zona donde la losa se une con los núcleos de la Torre Cube.

De este análisis podemos sacar la conclusión de que la losa por sí sola no sería capaz de absorber unos valores de momentos negativos tan grandes, ni siquiera con el espesor

establecido para el cálculo. De ahí que se recurra al empleo de los muros celosía, los cuáles van anclados a los núcleos de la Torre y colaboran con la sujeción del peso de las losas.

A continuación, también analizaremos las losas de las plantas 1, 14, 15 y 16, ya que éstas cambian ligeramente de forma con respecto a la planta tipo.

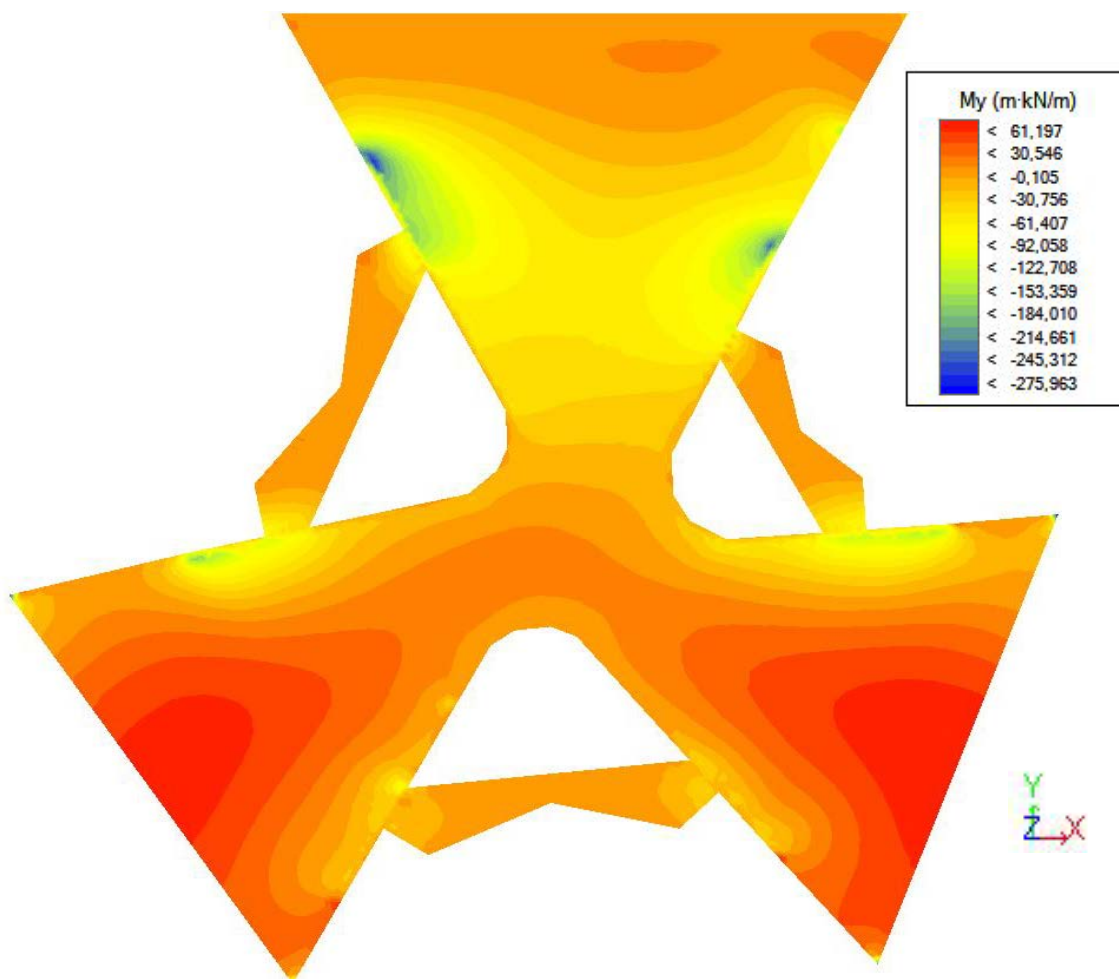


(Figura 33) Momentos M_x en la losa de forjado de la planta 1 (HIP.01) (Architrave)

Igual que en la planta anteriormente analizada, los momentos de la parte superior de la losa de la planta 1 (figura 33) deben analizarse con respecto al eje X. Como en el caso anterior, en el centro de vano nos encontraremos zonas donde el momento positivo llega a alcanzar valores de 141,3 Kn·m. Lo que cambia con respecto a la planta tipo (figura 31) es que los momentos en los extremos de la losa no llegan a valores tan elevados de momentos flectores negativos. En el pico de la derecha el momento más alto es positivo y de valor 47,51 Kn·m y en el pico de la izquierda el valor es negativo pero de valor -23 Kn·m, bastante menos elevado que en la figura anterior.

Donde también son llamativas las zonas de momentos negativos son justo en el encuentro de la losa superior con el muro de 30 cm, tanto a su lado derecho como al izquierdo, siendo más amplio en el izquierdo. Esa zona (en azul oscuro- verde pistacho) se alarga hasta donde termina el muro. Aquí los momentos negativos llegan a alcanzar un máximo cercano a los -200 Kn·m.

Para las partes restantes de la losa (partes inferior derecha e izquierda) tendremos que analizar los momentos en el eje Y (figura 26).

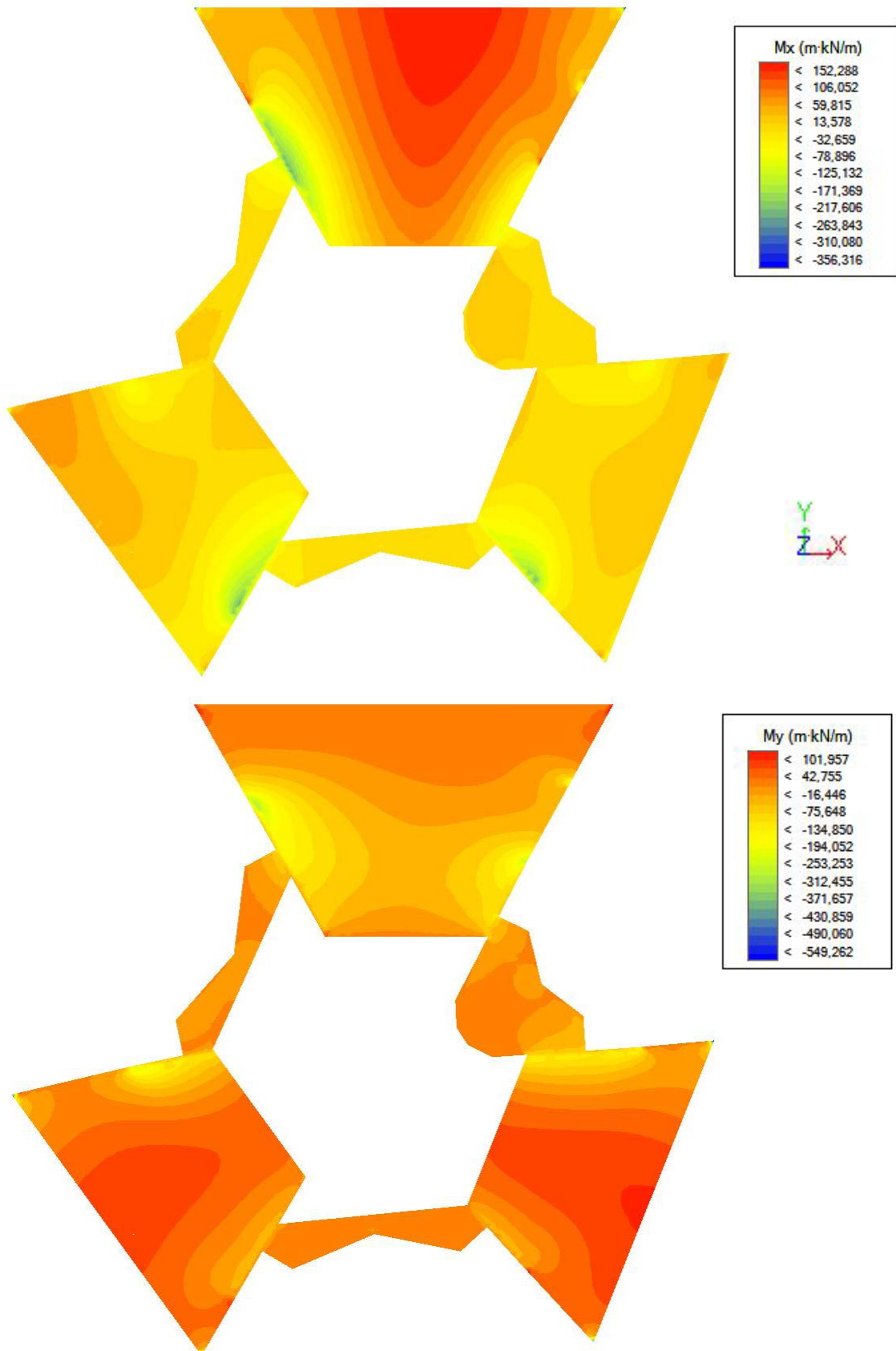


(Figura 34) Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 1 (HIP.01) (Architrave)

En la figura de la presente página (figura 34), nos encontramos con los momentos M_y producidos por las cargas gravitatorias en la planta 1. En este caso, el comportamiento es el esperado: las dos partes inferiores de la losa (izquierda y derecha) presentan unos gráficos de flectores similares a los de la planta tipo. En los vanos centrales nos encontraremos con zonas con momentos positivos (en ambas zonas los momentos positivos en el centro rondan los valores en torno a los 55-60 Kn·m). Y en este caso justo en los picos de ambas losas nos encontramos con unos pequeños picos con momentos negativos elevados muy concentrados en estas esquinas (cuyos valores rondan entre los -215 y los -276 Kn·m).

También son llamativas las zonas en color amarillo – verde que se producen en estas partes de la losa. Ellas corresponden al encuentro con los muros de 30 cm de los núcleos que sostienen esta losa. De hecho, los gráficos hasta nos llegan a dibujar más o menos por donde pasan esos muros. Aquí los momentos rondan los valores negativos de -100 Kn·m.

En las siguientes figuras se mostrarán los momentos flectores de aquellas losas que sean o tengan parte de cubierta del edificio.



(Figura 35) Momentos M_x y M_y en la losa de forjado de la planta 14 (HIP.01) (Architrave)

En la figura 35, vemos los momentos flectores con respecto al eje X y al eje Y en la losa de la planta 14. El comportamiento general de la losa es bastante parecido al de la planta tipo analizada en la losa de la planta 11, ya que, en este caso, la forma de la losa es muy parecida a la planta tipo, con la única diferencia del remate del núcleo que está a la derecha de la parte superior de la losa.

De la misma manera, en la parte superior el comportamiento frente a momentos flectores (momentos M_x) es el esperado, con zonas de momentos positivos en el centro del vano, y con zonas de momentos negativos localizadas en las esquinas de manera concentrada, y justo también en el encuentro de esta losa con los muros de 30 cm de los núcleos de la Torre.

También observamos coincidencias en el comportamiento de esta losa con respecto a la planta tipo en las dos partes inferiores de la losa (momentos M_y), con zonas de momentos positivos (color rojo – anaranjado) en centro de vano, y con zonas con momentos negativos concentradas en las esquinas, y también en los encuentros con los muros de los núcleos del edificio.

En las siguientes figuras (36 y 37) tenemos los momentos M_y de las dos últimas plantas, la número 15 y 16, ya que es en la única dirección en la que pueden analizarse estas losas.

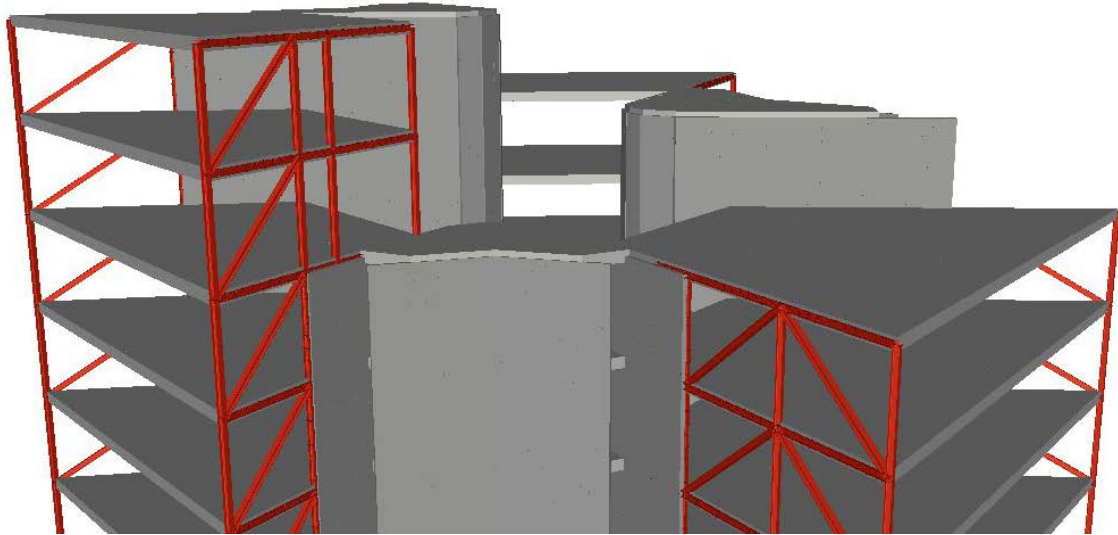


(Figura 36) Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 15 (HIP.01) (Architrave)



(Figura 37) Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 16 (HIP.01) (Architrave)

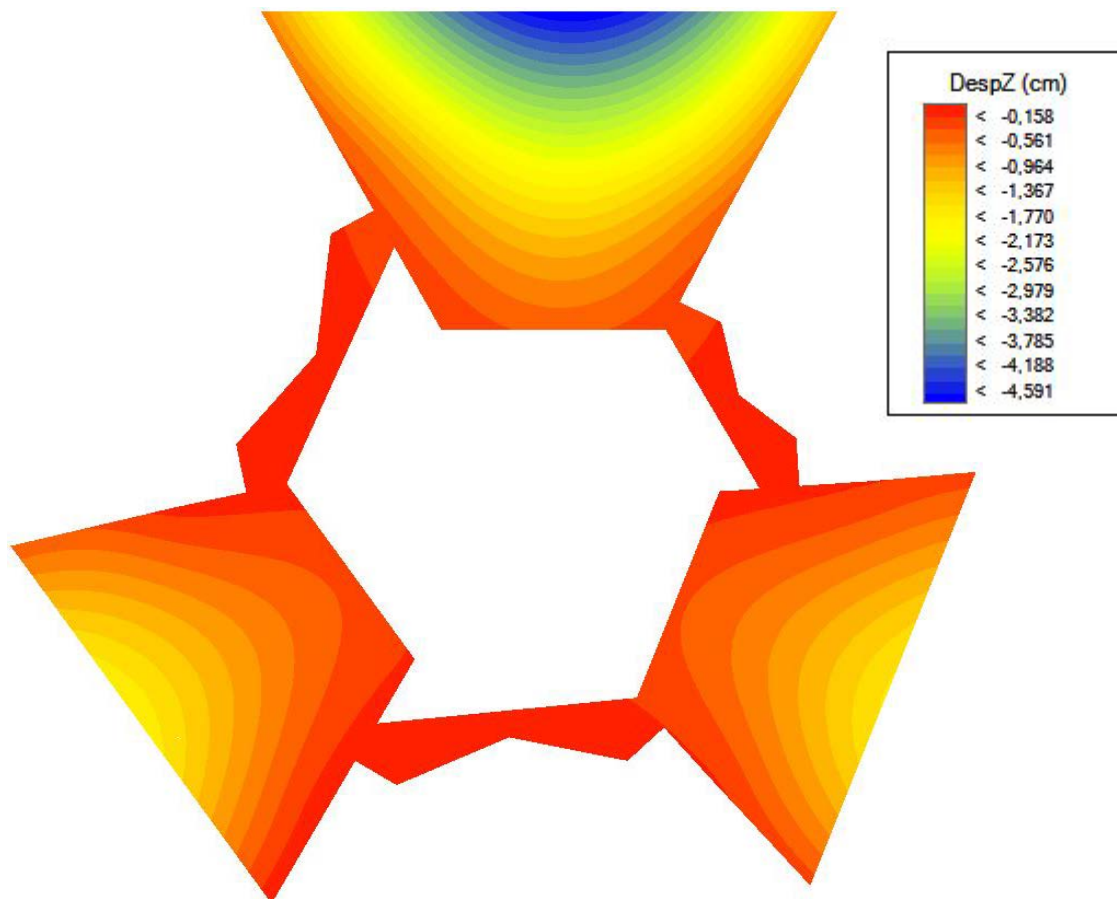
En estas losas observamos también un comportamiento esperado de las losas con respecto a los momentos M_y . Lo que diferencia estos gráficos del resto de las plantas son las pequeñas zonas localizadas en amarillo, justo en el encuentro de las losas con lo que debería ser los núcleos de hormigón. Esas zonas hacen referencia a la sujeción mediante pilares metálicos de las aristas de la losa, ya que en estos casos los núcleos de hormigón tienen diferentes alturas y no llegan a cubrir la sujeción de las losas (figura 38).



(Figura 38 Vista de las losas superiores de la Torre Cube I (Architrave))

○ Desplazamientos Dz

En el caso de los desplazamientos de la losa, son los verticales los de mayor interés para su análisis. En este caso analizaremos aquellos que se han producido en la planta tipo analizada anteriormente, la correspondiente con la planta número 11 (figura 31).



(Figura 39) Desplazamientos Dz en la losa de forjado de la planta 11 (HIP.01) (Architrave)

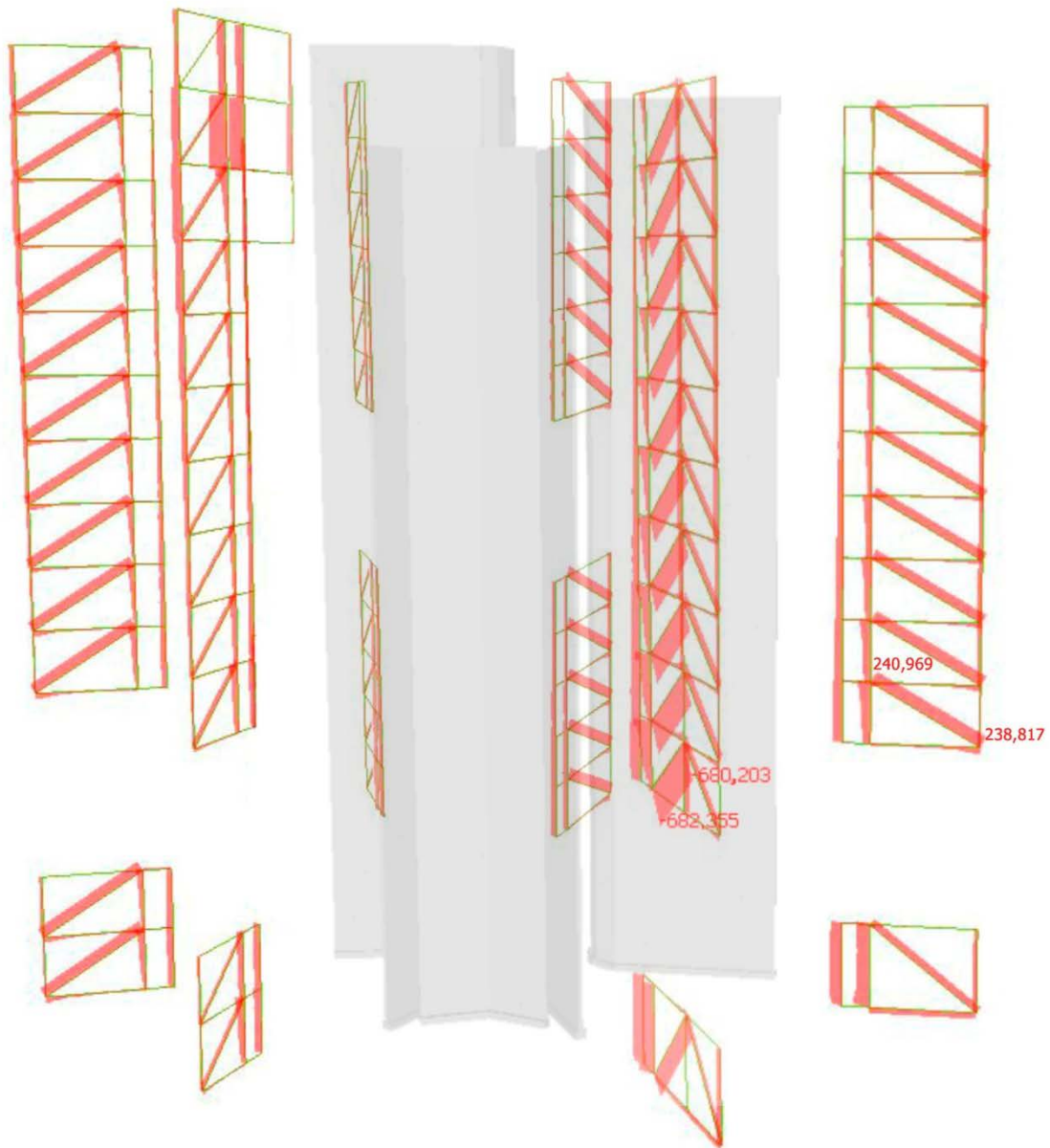
En la figura 39 podemos observar que las mayores deformaciones se producen justo en los centros de los vanos de las tres partes de la losa, alcanzando en el mayor de ellos un desplazamiento cercano a los 4,6 cm. El comportamiento resulta coherente, ya que las luces de estos vanos varían entre los 12 y los 22 metros, con un espesor de 40 cm de losa.

Las zonas de los pasillos que unen las diferentes partes de la losa y los bordes de estas tres partes son las que experimentan menos desplazamientos, debidos a su proximidad con los núcleos del edificio.

6.5.3 Comportamiento de los muros celosía frente a cargas permanentes

Estos muros son los que se encargan de colaborar con la sujeción de las losas de forjado, trasladando las cargas de los extremos de ellas a los núcleos del edificio. Estos muros celosía están compuestos por pilares HEB 200, por tanto, en este caso han sido modelizados mediante barras.

Al trabajar en celosía, su análisis se centrará en ver cómo reaccionan las barras frente a esfuerzos axiales.



(Figura 40) Diagramas de esfuerzos axiales en barra en los muros celosía de la Torre Cube (HIP.01) (Architrave)

En la figura 40 observamos el diagrama de axiles en los muros celosía. La mayoría de las barras de estos elementos tienen solicitaciones de compresión, exceptuando las diagonales que van desde la punta de las losas hacia los núcleos, los cuáles presentan solicitaciones de tracción.

En la imagen se han marcado unas determinadas solicitaciones para ver en que escala de solicitaciones se encuentran las barras. El máximo momento de compresión asciende a $-682,365$ KN y el de tracción es de $240,969$ KN.

En apartados posteriores se comprobarán si estos perfiles HEB 200 cumplen frente a estados Estados Límite Últimos y Estados Límites de Servicio.

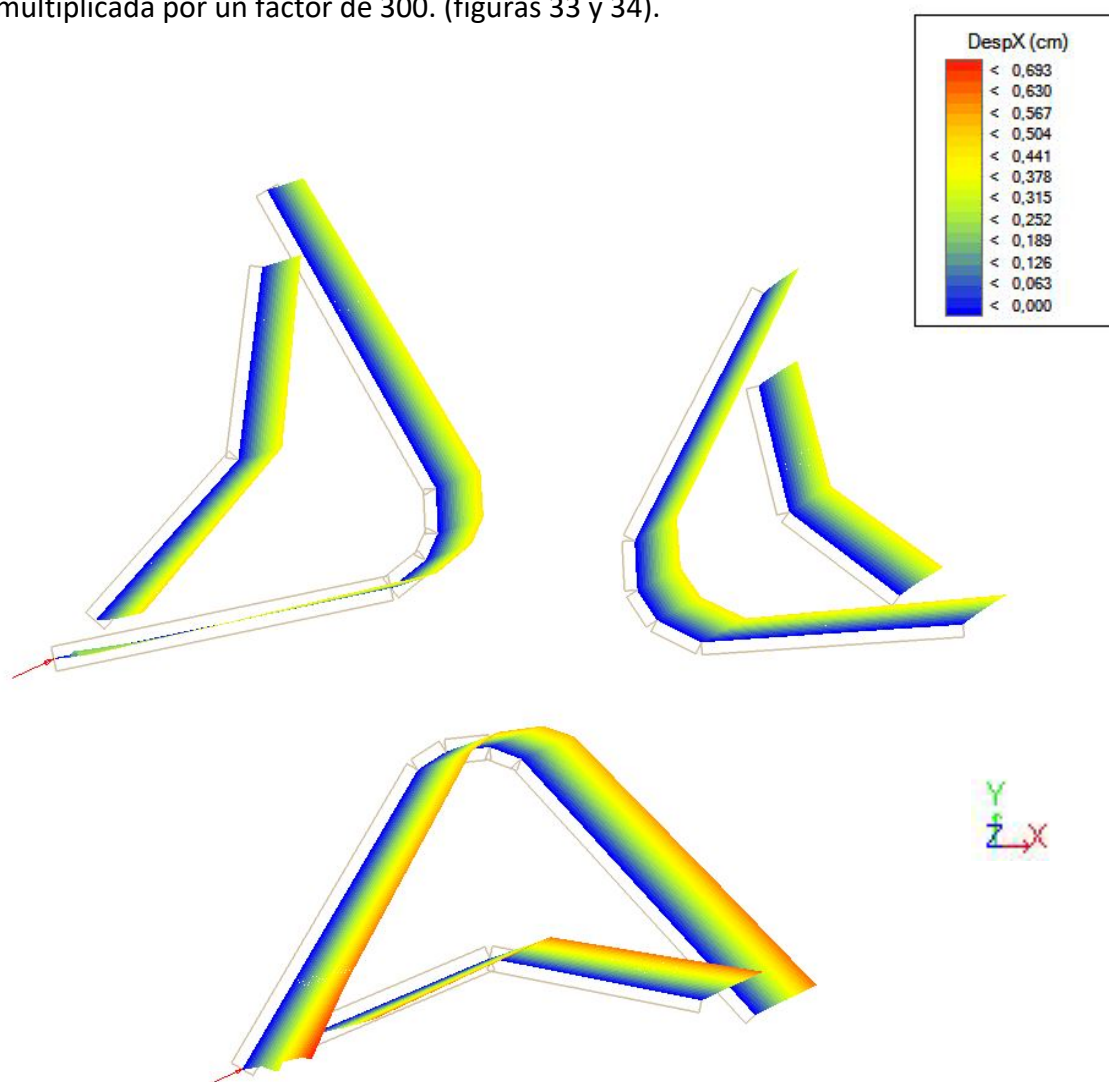
6.5.4 Comportamiento de los elementos estructurales frente a sobrecargas de uso

La siguiente hipótesis a estudiar sería la debida a las cargas originadas por las sobrecargas de uso de las oficinas y de las cubiertas. Dado que los diagramas obtenidos son muy parecidos y con valores por debajo de la anterior hipótesis, tendremos en cuenta esta hipótesis para los Estados Límites Últimos y de Servicio.

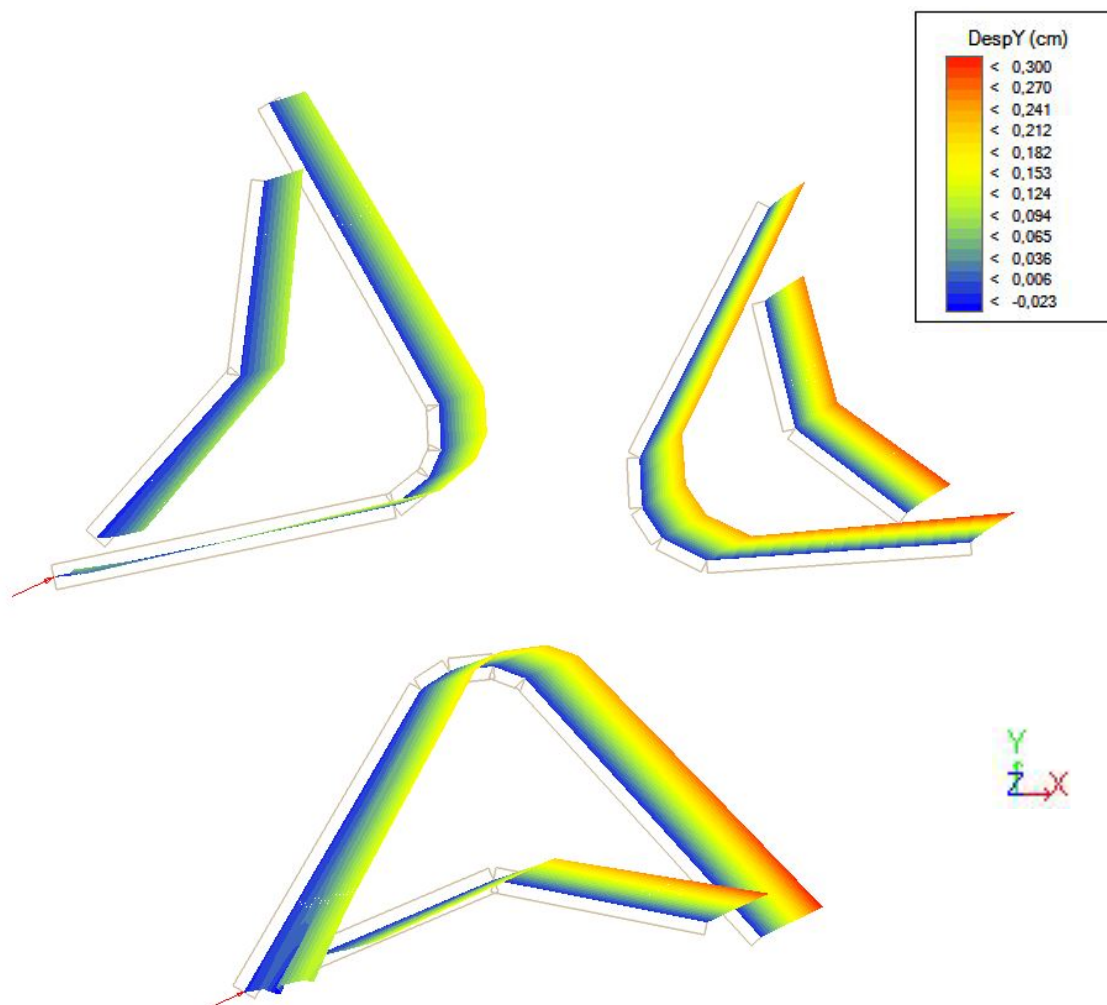
6.5.5 Comportamiento de los núcleos frente a esfuerzos de viento

Para esta hipótesis analizaremos únicamente los desplazamientos horizontales producidos en los núcleos de hormigón, ya que las fuerzas de viento serán absorbidas por éstos.

En este caso analizaremos los núcleos con la vista en planta y con una deformada multiplicada por un factor de 300. (figuras 33 y 34).



(Figura 41) Desplazamientos en Dx de los núcleos de la Torre Cube (HIP.03) (Architrave)



(Figura 42) Desplazamientos en Dy de los núcleos de la Torre Cube (HIP.03) (Architrave)

Como podemos observar en las figuras anteriores (41 y 42), la dirección de las deformaciones horizontales va en la dirección en la que el viento actúa sobre el edificio.

Los desplazamientos más significativos se producen en los testeros de los núcleos (zonas en rojo-naranja), siendo nula o casi nula en el encuentro de los muros con la cimentación (parte inferior – color azul). De hecho, es en la figura 33 (Dx) donde observamos desplazamientos ligeramente superiores a los de la figura 34 (en Dy), ya que el viento está ligeramente inclinado con respecto al eje X. Estos desplazamientos, los cuáles se pronuncian en el núcleo inferior (núcleo 2), el cuál es el más alto de los tres y además de que en él se aplica una de las fuerzas de viento, llegan a alcanzar entre los 5 y 7 mm.

6.6 COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN COMBINACIONES DE CARGAS

Una vez analizadas las tensiones y deformaciones producidas por cada tipo de carga (gravitatorias, sobrecarga de uso y viento), se realizará un análisis del comportamiento de los diferentes elementos estructurales que componen la Torre Cube, pero en este caso se considerarán la combinación de las cargas anteriormente mencionadas. Estas combinaciones se efectúan aplicando a cada hipótesis de carga unos coeficientes, acordados en el Código Técnico de la edificación (CTE) y con la Instrucción española de Hormigón estructural (EHE-08).

En el siguiente estudio se abordarán en primer lugar las tensiones de membrana S_y en los núcleos de la Torre, comparando el efecto de superponer el peso propio de la estructura con las sobrecargas de uso y con una pequeña parte de los esfuerzos de viento. También se analizará el efecto del incremento de las cargas de viento superpuesto sobre las cargas gravitatorias y las de uso de toda la Torre. Para estos estudios se emplearán las combinaciones ELU-1 y ELU-2 respectivamente.

Además, se analizarán los desplazamientos horizontales y verticales de estos núcleos. Para los horizontales se estudiará el efecto de superponer el esfuerzo del viento sobre las otras dos cargas permanentes (ELS-2), y para las verticales se estudiarán en el supuesto de que haya una pequeña aportación del viento sobre las cargas gravitatorias y las sobrecargas de uso (ELS-1).

Para el estudio de las losas, se estudiará el efecto que tiene en los momentos M_x y M_y la combinación de las cargas permanentes con una aportación del efecto del viento (ELU-1). Además, también se hará un análisis en ELS-1 de los desplazamientos verticales que se producen en las losas.

En último lugar, se estudiará el efecto que se producen en los esfuerzos axiales de los muros celosía por la combinación de las cargas permanentes, al que se le sumará un minorado efecto del viento. En este caso se atenderá al estado ELU-1.

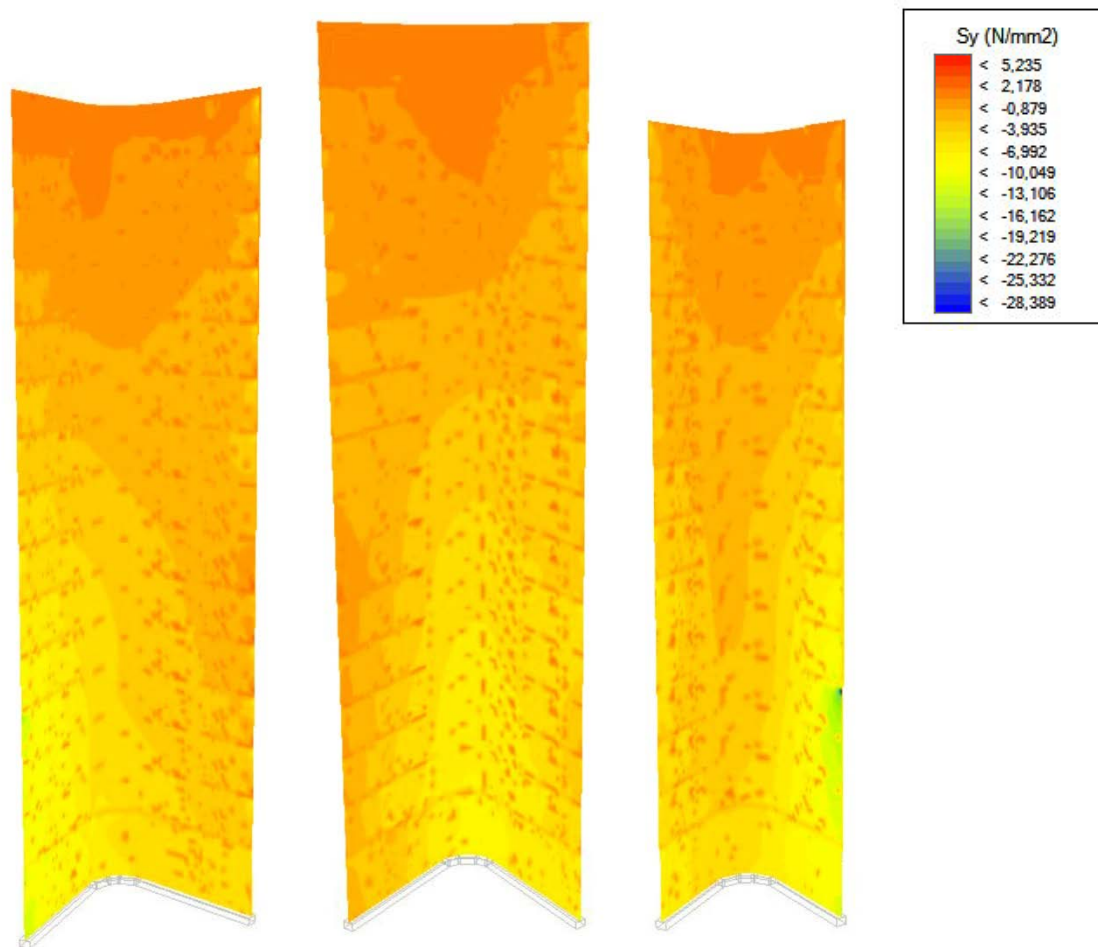
$$\text{ELU 01.} \quad 1,35 \cdot \text{HIP 01} + 1,50 \cdot \text{HIP 02} + 0,75 \cdot \text{HIP 03}$$

$$\text{ELU 02.} \quad 1,35 \cdot \text{HIP 01} + 1,50 \cdot \text{HIP 03} + 1,05 \cdot \text{HIP 02}$$

$$\text{ELS 01.} \quad 1,00 \cdot \text{HIP 01} + 1,00 \cdot \text{HIP 02} + 0,50 \cdot \text{HIP 03}$$

$$\text{ELS 02.} \quad 1,00 \cdot \text{HIP 01} + 1,00 \cdot \text{HIP 03} + 0,70 \cdot \text{HIP 02}$$

6.6.1 Comportamiento de los núcleos en Estados Límites Últimos.



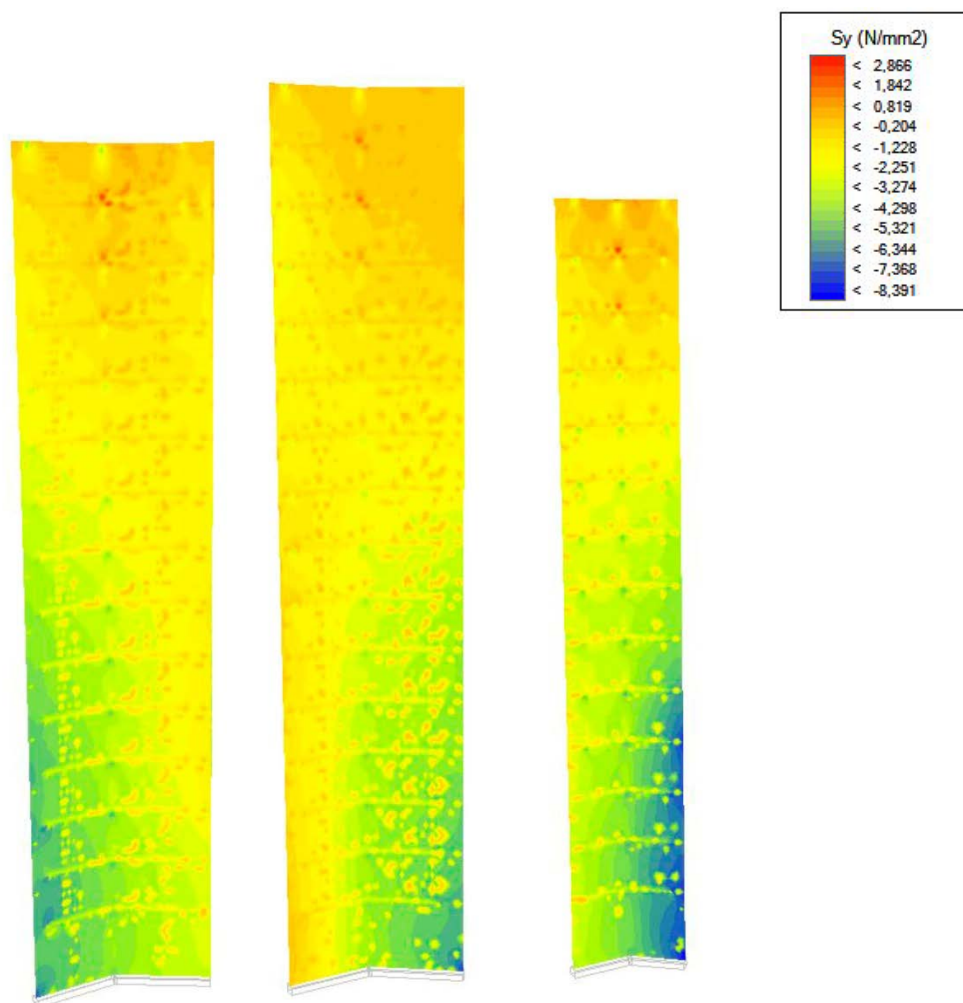
(Figura 43) Tensiones S_y (ELU-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos (Architrave)

Nos encontramos con un comportamiento muy parecido al que ya dimos cuenta en el análisis de estos elementos frente a cargas gravitatorias, pero con un estado de tensiones mayor que en la hipótesis 1, debido a los coeficientes de seguridad aplicados. Los soportes (figura 43) trabajan casi completamente a compresión, llegando a una tensión máxima de $-28,398 \text{ KN/mm}^2$. Esta tensión aparece justo por debajo del encuentro del núcleo número 3 con la losa de forjado de la planta número 4, la cuál es la parte de la losa con mayor luz.

El comportamiento de los núcleos sigue siendo gradual: con tensiones de compresión entre -3 y -10 N/mm^2 en la zona inferior, y que van disminuyendo conforme nos vamos acercando a la parte superior de los muros, con valores muy cercanos a tensión 0 N/mm^2 . Es un comportamiento normal, ya que el peso de los forjados va acumulándose conforme vamos hacia la parte inferior de los muros.

Los valores de tracción nos los encontramos en el muro del núcleo 1, concretamente en el encuentro que se producen con las losas de forjado pertenecientes a las plantas 4, 5,

6, 12, 13 y 14. Estas zonas se producen en justo un poco por encima de estos encuentros con la losa, debido al espesor de esta (40 cm). Las tensiones de tracción llegan a alcanzar un máximo de 5,235 N/mm².

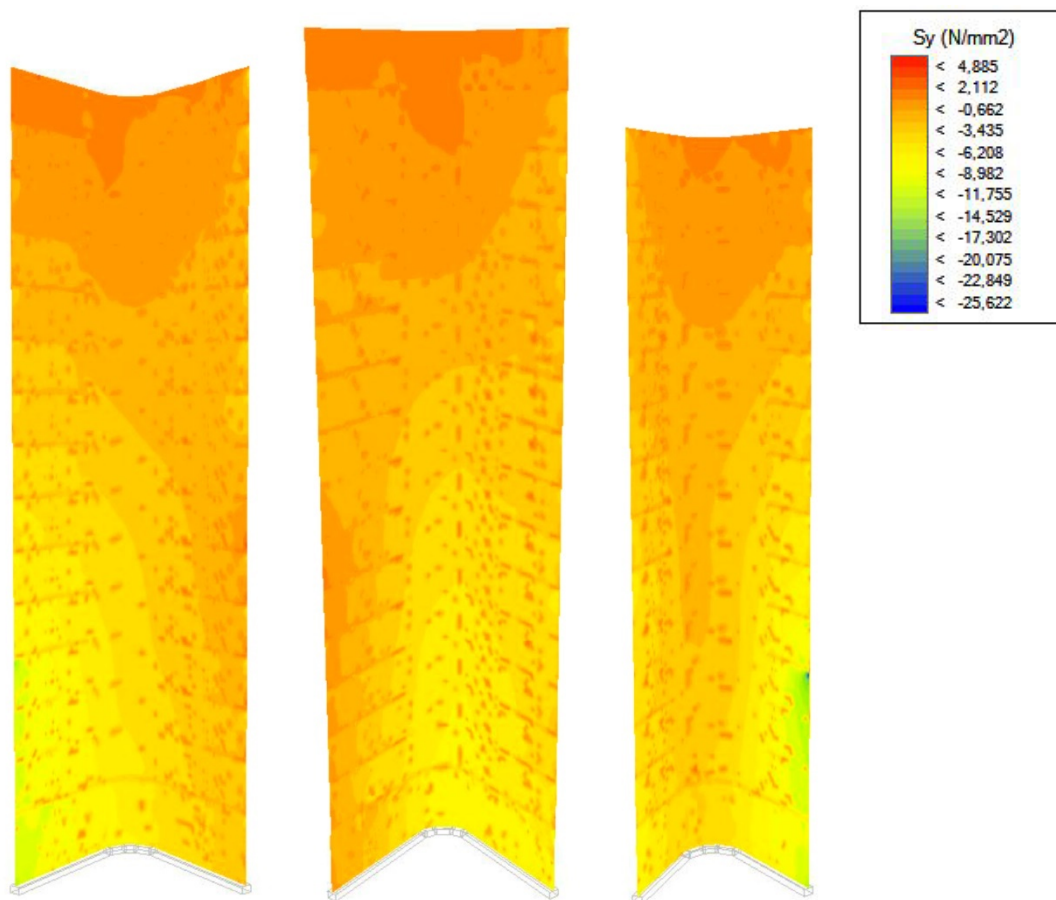


(Figura 44) Tensiones S_y (ELU-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos (Architrave)

En la figura 44, observamos las tensiones S_y producidas en los muros de 15 cm de los núcleos de la Torre Cube. De igual manera y como ya analizamos estos mismos elementos para el efecto de las cargas gravitatorias, estos muros trabajan casi completamente a compresión. En este caso las tensiones de compresión son mayores, algo completamente esperado ya que está sometida a los esfuerzos de peso propio, sobrecargas de uso y viento, con sus coeficientes de seguridad correspondientes. Estas compresiones son mayores conforme nos vamos acercando a la parte inferior de los muros, llegan a un máximo de -8,391 N/mm².

Las tensiones de tracción nos las encontramos en los testeros de los muros, con valores en torno a los 0,8 N/mm² y en pequeñas zonas localizadas en los encuentros en las esquinas formadas por las caras de los muros (dos para cada núcleo) y ligeramente por encima del encuentro de las losas de forjado, en concreto en la parte superior de los

muros (zonas localizadas en color rojo), donde las tracciones alcanzan valores en torno a los 2,88 N/mm².

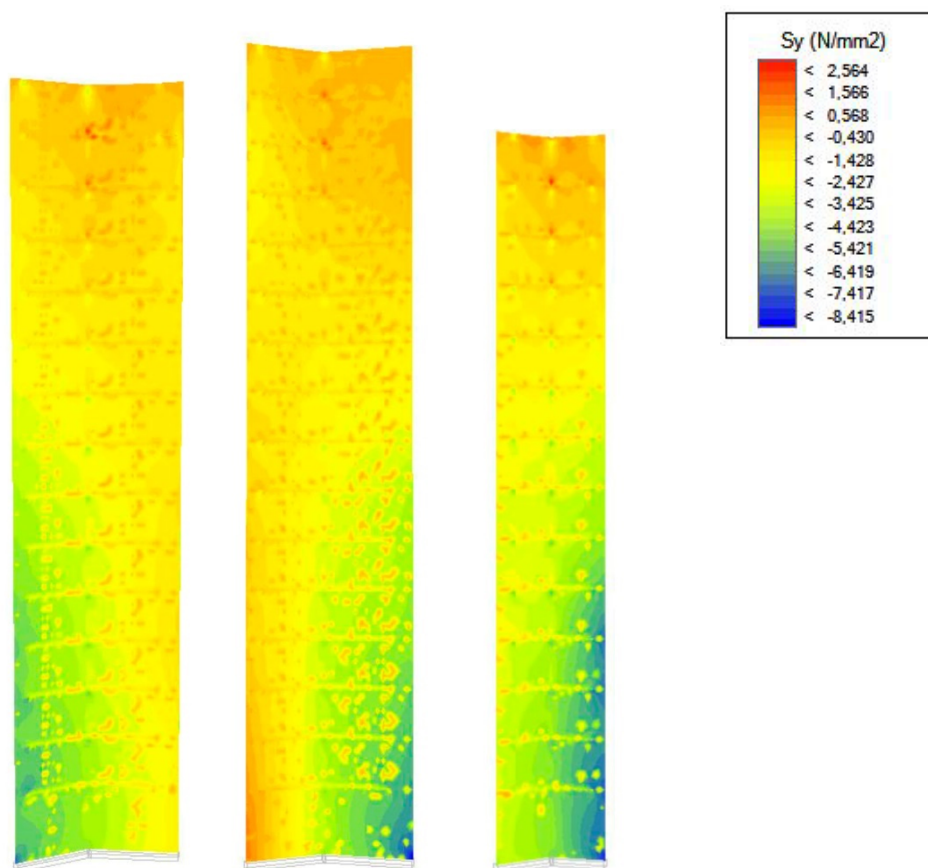


(Figura 45) Tensiones S_y (ELU-2) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos (Architrave)

En la figura 45, se muestran las tensiones S_y en los muros de 30 cm de los núcleos. Como se puede apreciar en la leyenda, esta situación es menos desfavorable que la estudiada en ELU-01. El comportamiento sigue siendo muy parecido al estudiado anteriormente, pero los valores de tensión son algo menores que en el estado anteriormente analizado.

Los núcleos siguen trabajando casi completamente a compresión, exceptuando los testeros (con tensiones muy pequeñas de tracción -en torno a 0,7 N/mm²-) y las zonas que están ligeramente por encima de los encuentros de los muros con las losas de forjado (con tracciones que varían entre los 0,9 y los 4,885 N/mm²).

Por tanto, en el caso del dimensionado de la armadura de estos muros, nos quedaríamos con el comportamiento de estos muros en el Estado Límite Último 01.



(Figura 46) Tensiones S_y (ELU-2) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos (Architrave)

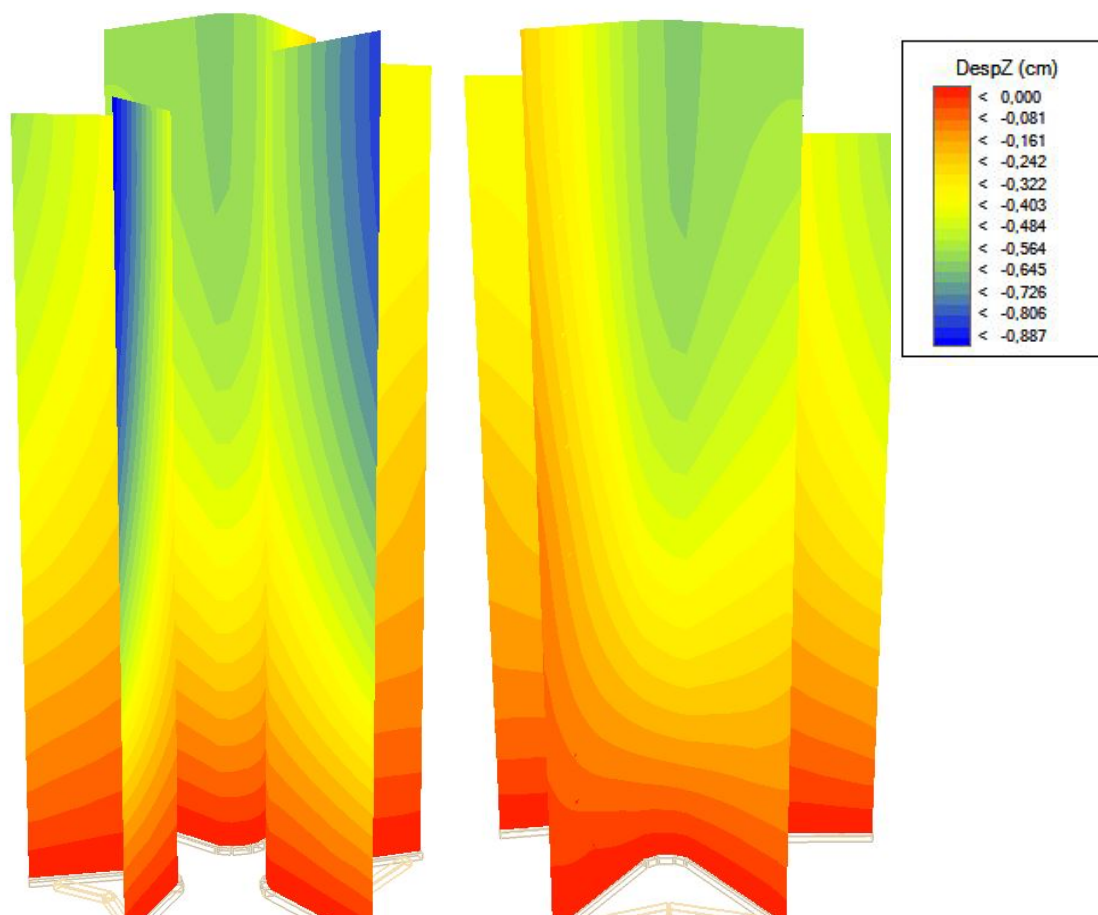
En la figura 46, observamos las tensiones producidas en los muros de 15 cm de los núcleos por el estado de cargas en ELU-02. En este caso, las tensiones originadas por esta combinación de cargas en los núcleos muestran un comportamiento muy similar al analizado anteriormente en ELU-01. Sin embargo, los valores de compresión son ligeramente mayores. Si observamos la tabla con los valores de tensión, en este caso obtenemos una compresión máxima de $-8,415 \text{ N/mm}^2$.

En contraparte, los valores de tracción son mayores en el ELU-01, donde el valor máximo de tracción llega a $2,886 \text{ N/mm}^2$.

Por tanto, para el caso de estos muros, habría que determinar qué valores de tensión habrá que tener en cuenta en cada zona, para realizar un correcto dimensionado de las armaduras. Para las tensiones de compresión habría que fijarse en este último gráfico (ELU-02, figura 38). Para las tracciones, se tendrán en cuenta las analizadas en el ELU-01 (figura 36).

6.6.2 Comportamiento de los núcleos en Estados Límites de Servicio.

En primer lugar, nos ocuparemos de los desplazamientos verticales que se producen en los núcleos. Para ello centraremos los análisis en los gráficos producidos en los estados ELS-01 y ELS-02.

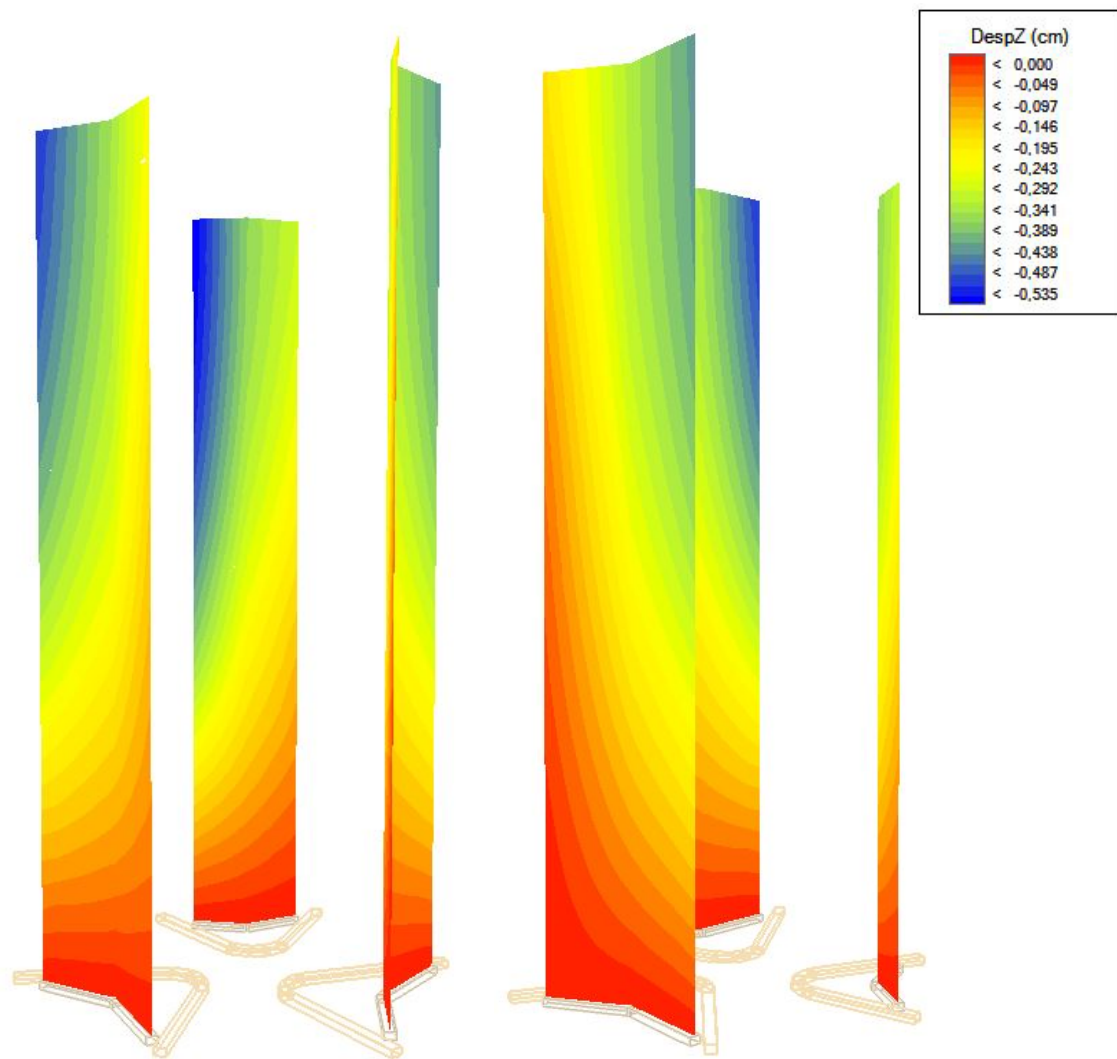


(Figura 47) Deformaciones verticales Dz (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos (Architrave)

En la figura 47, observamos un gráfico similar al obtenido en el análisis de los desplazamientos en Dz originados por las cargas gravitatorias, pero con los desplazamientos ligeramente mayores, ya que ésta se encuentra sometida a la acción de cargas gravitatorias, sobrecarga de uso y una minorada acción del viento.

Los desplazamientos de mayor envergadura los encontramos justo en los muros 1 (el muro intermedio) y el muro 3 (el muro más bajo), ya que ambos soportan las partes de las losas de mayor luz y vuelo. Estos desplazamientos están en torno a los 8,8 mm.

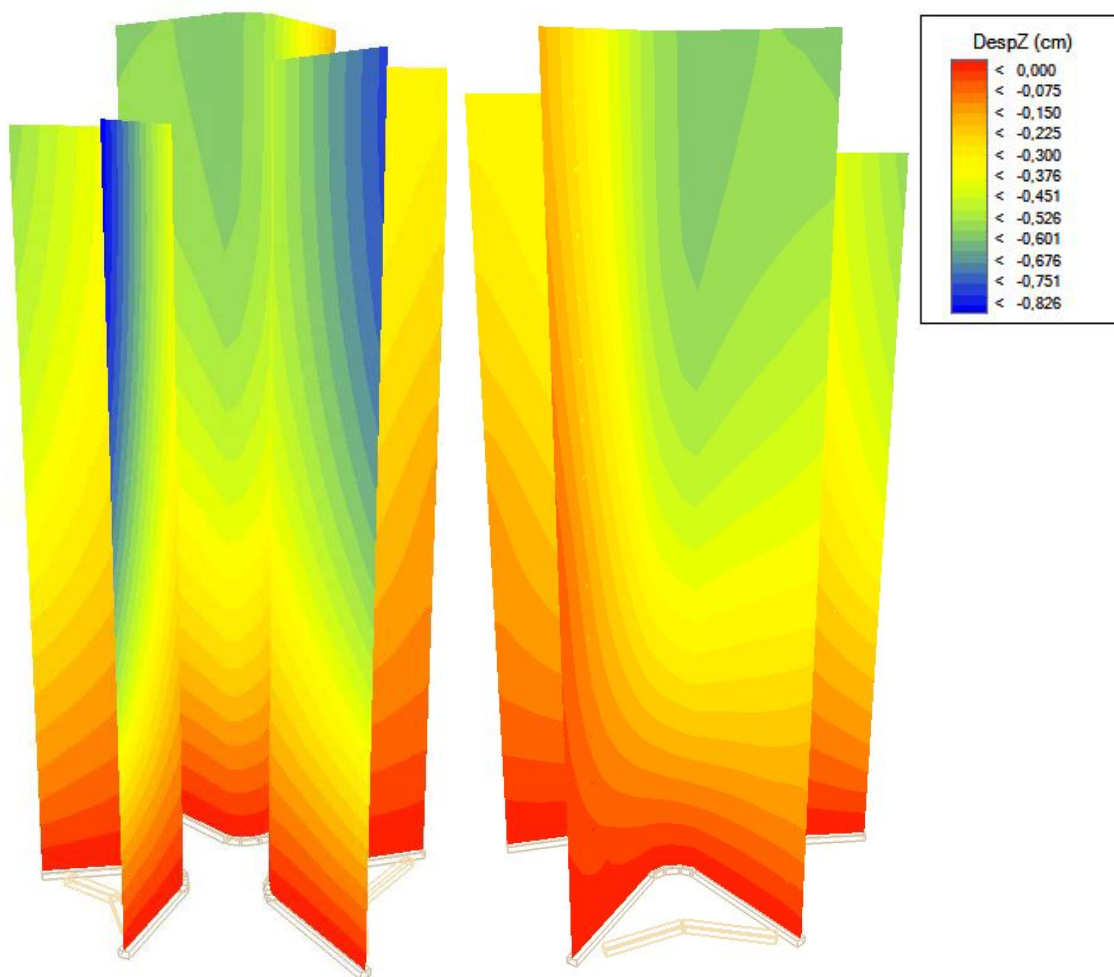
Se puede apreciar el efecto que tienen las partes de las losas con mayor luz y vuelo, su peso hace que los núcleos desplomen en mayor medida hacia donde se encuentran estas partes de la losa.



(Figura 48) Deformaciones verticales D_z (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos (Architrave)

La figura superior (48) nos remarca la deformación anteriormente mencionada en los muros de 30 cm. Los muros deforman hacia las partes de las losas con más vuelo y luz del edificio, debido a que ejercen un mayor peso sobre el resto de las losas. Esto se puede apreciar en los desplazamientos que se producen en las esquinas de los muros 1 y 3, los cuáles son los que sustentan estas partes de las losas de forjado. Estos desplazamientos llegan a unos valores cercanos a los 5,35 mm.

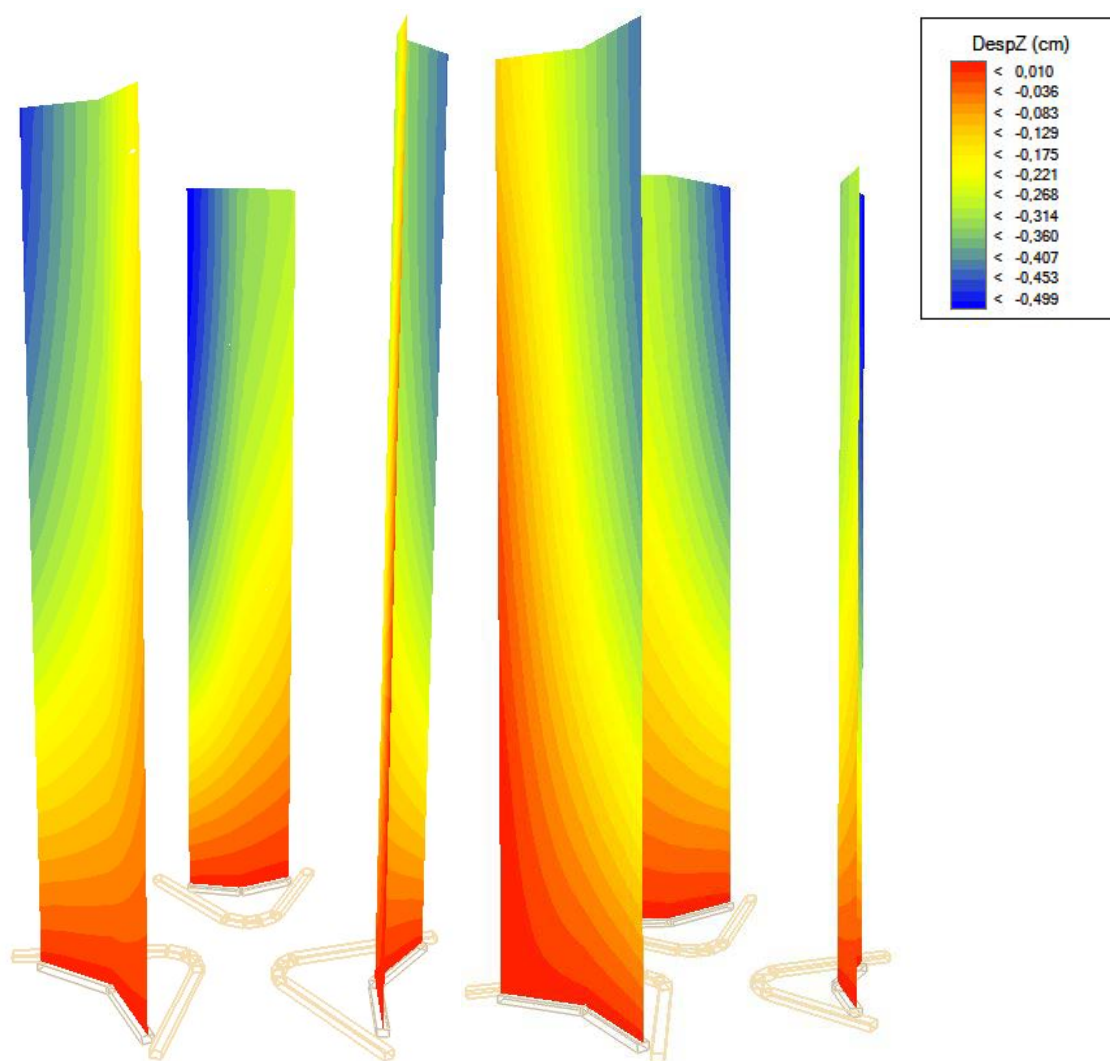
Ahora observaremos los mismos gráficos, pero en ELS-02, para ver si el viento nos crea una situación aún más desfavorable cuando esté actúa en su totalidad.



(Figura 49) Deformaciones verticales Dz (ELS-2) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos (Architrave)

Los gráficos en esta combinación de cargas (figura 49) son bastante similares a los obtenidos en ELS-02. Los desplazamientos están muy ligeramente por debajo que los analizados anteriormente en ELS-01 (una diferencia ínfima de apenas 0,6 mm).

Estos desplazamientos verticales se producen en mayor medida, al igual que en ELS-01, en los testeros de los muros 1 y 3, los cuáles soportan las partes de las losas de mayor luz. Aquí los desplazamientos llegan a un máximo de 8,26 mm.

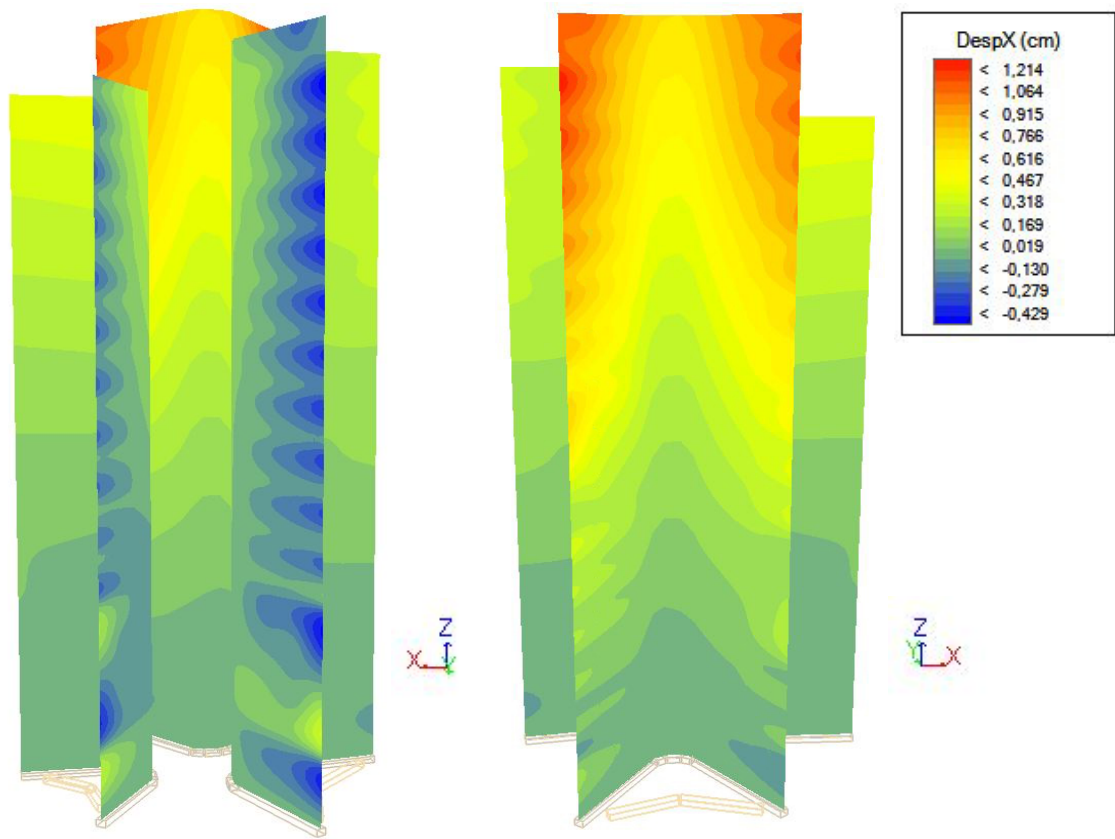


(Figura 50) Deformaciones verticales Dz (ELS-02) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos (Architrave)

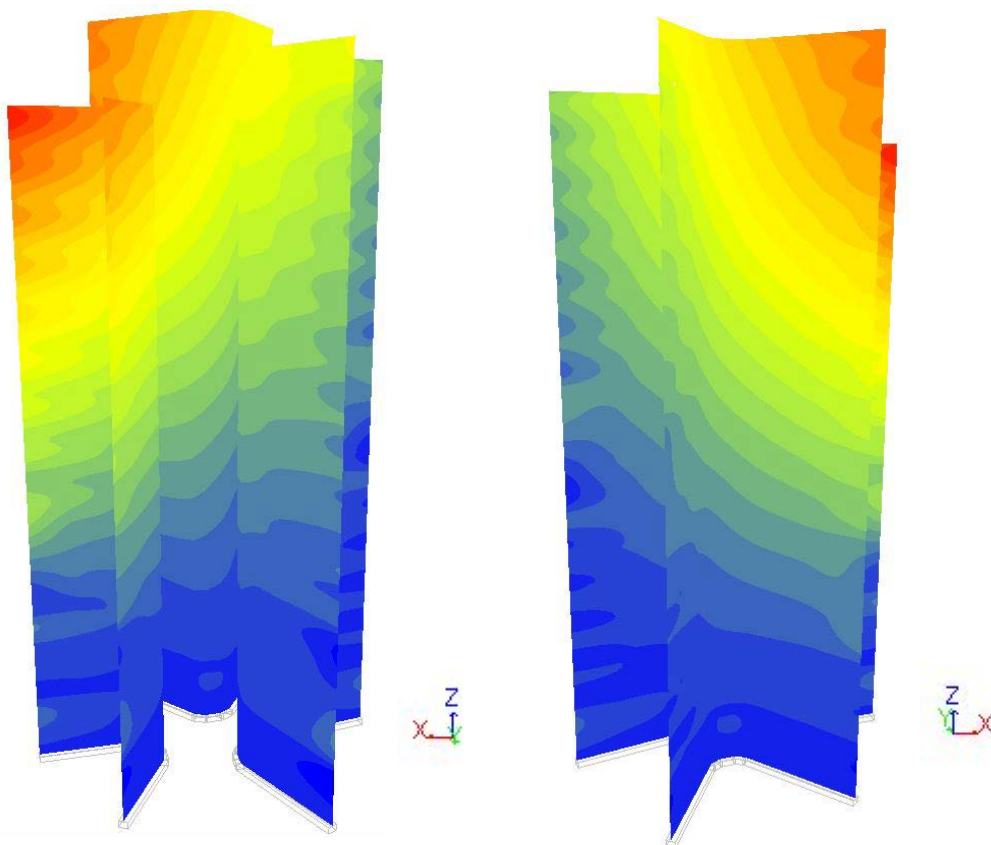
Para el caso de los muros de 15 cm en ELS-02, el comportamiento vuelve a resultar muy similar al analizado en ELS-01. La diferencia es que según esta combinación de cargas donde el viento actúa en su totalidad, los desplazamientos máximos difieren en apenas 0,35 mm con respecto a los desplazamientos de estos mismos muros en ELS-01, donde las cargas permanentes son las que intervienen en mayor medida.

Al igual que en el caso anterior, los mayores desplazamientos nos los encontramos de nuevo en los testeros de los muros 1 y 3. Los desplazamientos son nulos en la base, debido al encuentro que se ha modelizado como un empotramiento rígido entre cimentación y muro.

Una vez visto el desplome de los núcleos en cuanto desplazamientos verticales se refiere, a continuación, analizaremos en las siguientes figuras los desplazamientos horizontales originados por las combinaciones de cargas ELS-01 y ELS-02 en los núcleos de la Torre.

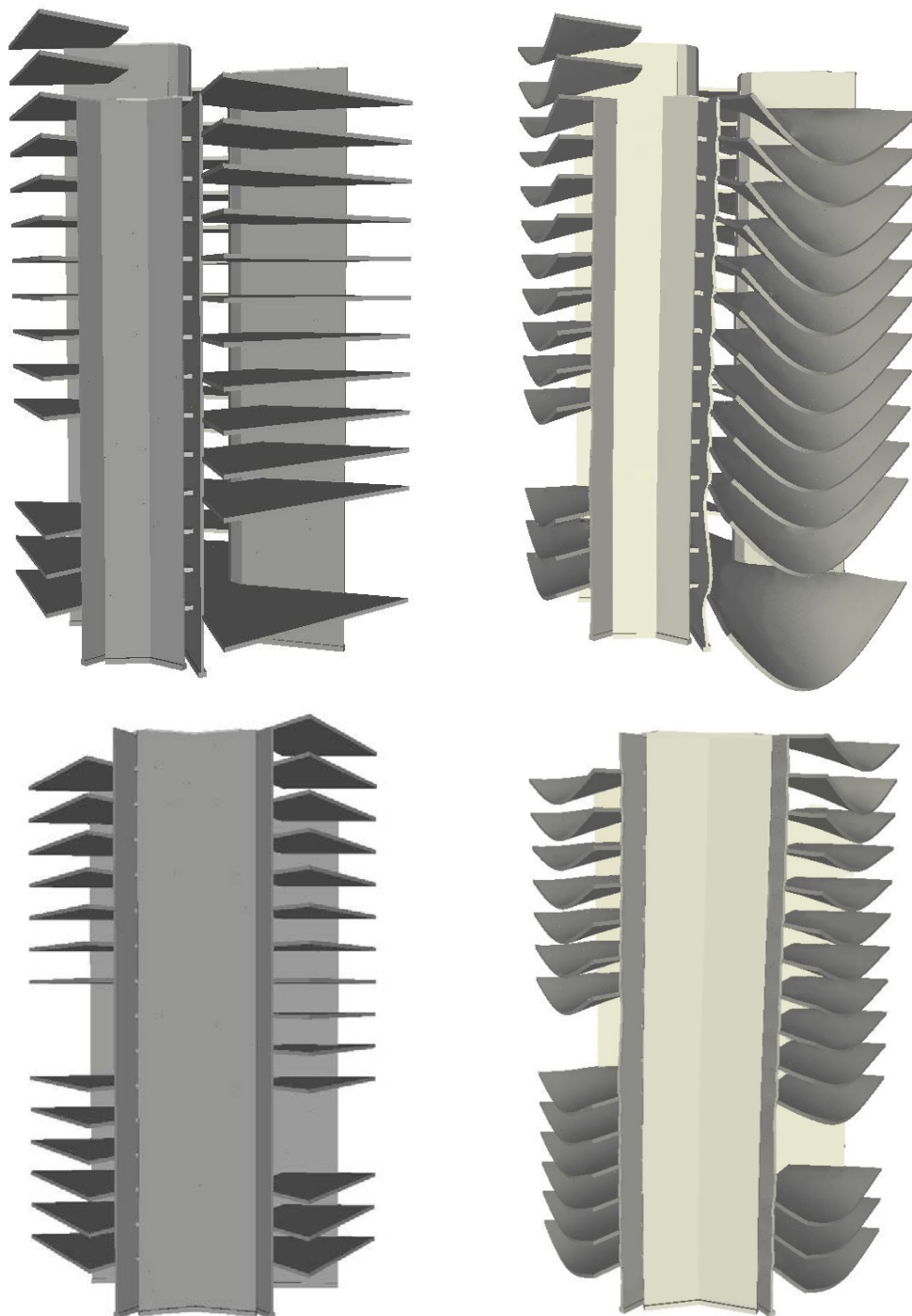


(Figura 51) Deformaciones horizontales Dx (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos (Architrave)



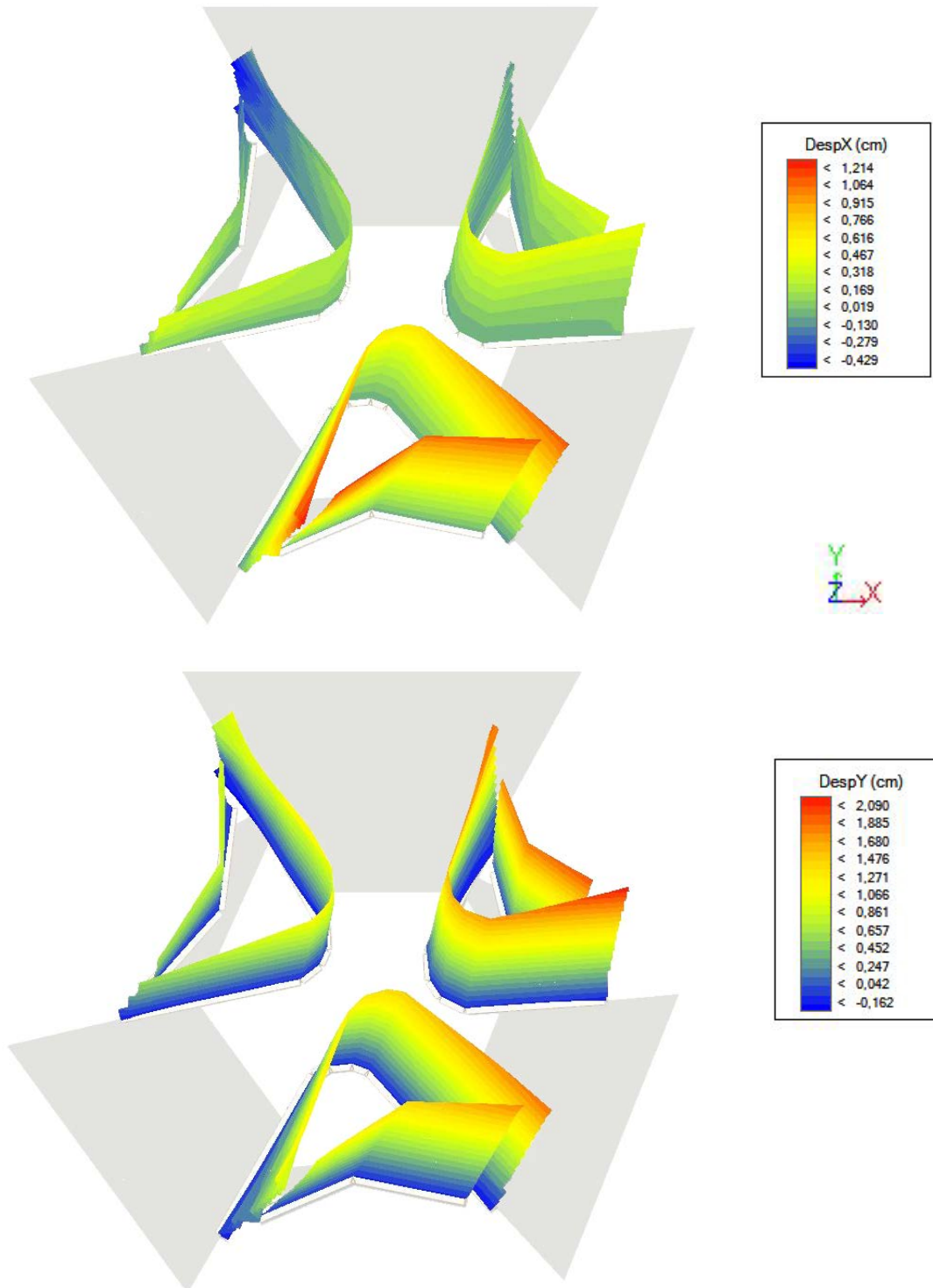
(Figura 52) Deformaciones horizontales Dy (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos (Architrave)

En las figuras 51 y 52 vemos que desplazamientos horizontales en los muros de 30 cm de los núcleos. El comportamiento es muy parecido a cuando analizamos estos mismos núcleos cuando estaban sometidos sólo a cargas gravitatorias. Podemos observar unos desplazamientos concentrados en las uniones de estos muros con las losas de forjado. Debido a las deformaciones de estas losas y a los encuentros empotrados con los núcleos, era de esperar obtener desplazamientos en estas zonas. En las imágenes que aparecen más abajo (figura 53), se mostrará la deformada de los núcleos y las losas, donde se podrá explicar de una forma más visual el comportamiento de estos desplazamientos en los muros.



(Figura 53) Indeformada y deformada de los núcleos y las losas de la Torre Cube (Architrave)

Además, los desplazamientos horizontales también nos muestran un desplazamiento de los testeros de los muros hacia la parte de las losas de mayor luz (debido a su gran peso). Además, la fuerza del viento también favorece que estos desplazamientos sean aún mayores. En las figuras de más abajo, se mostrarán unas vistas en planta de los desplazamientos horizontales para poder apreciar tanto los desplazamientos debidos al peso de las losas y a la acción del viento.

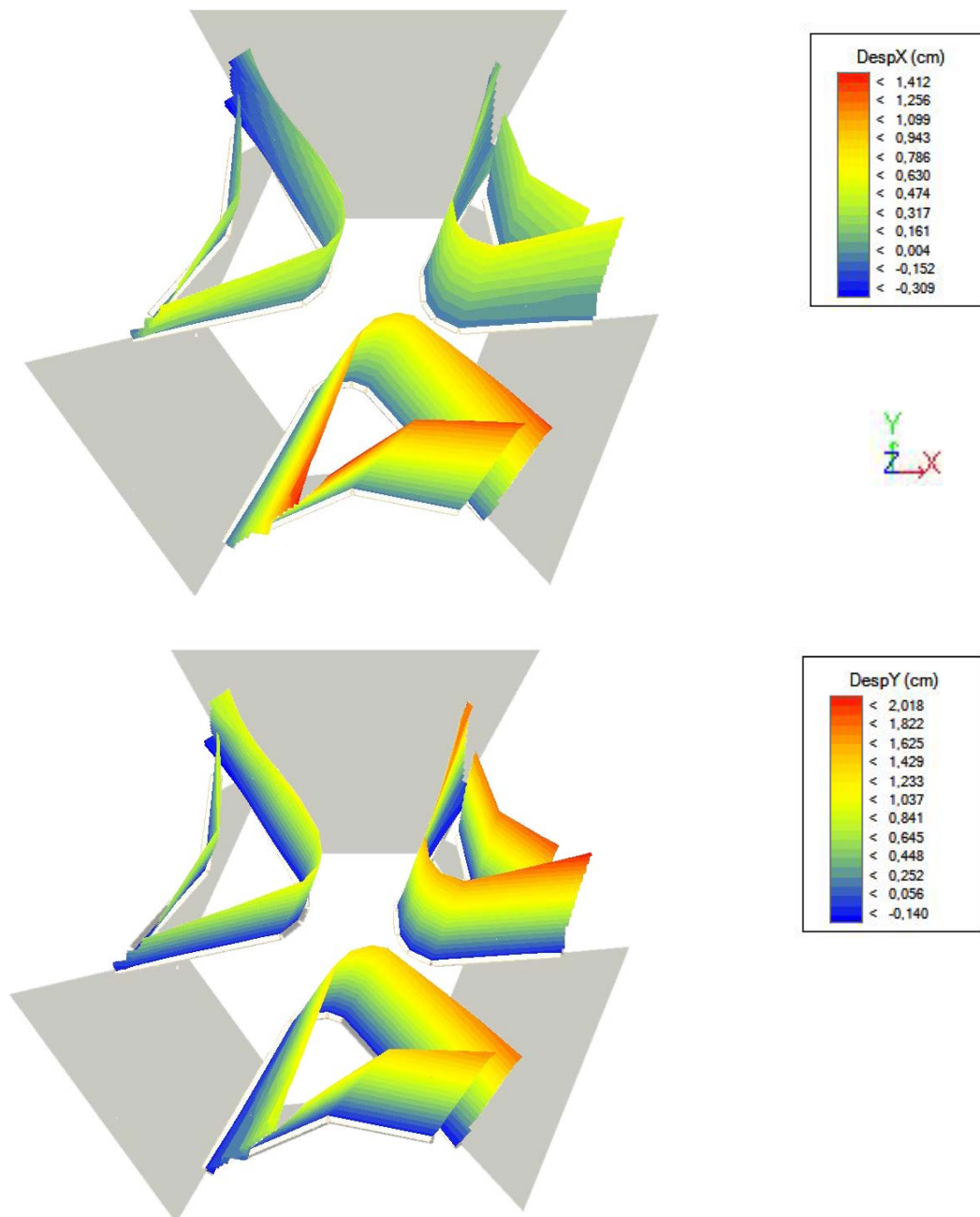


(Figura 54) Desplazamientos horizontales D_x y D_y sobre la deformada (ELS-01) en los núcleos de la Torre Cube (Architrave)

Efectivamente, los núcleos desploman hacia arriba (donde se encuentran las partes de las losas con mayor luz) y ligeramente hacia la derecha en dirección al eje X (figura 54). Esto se debe al peso de las losas y a la acción del viento, siendo en este caso, las cargas permanentes las que favorecen en mayor medida estos desplazamientos.

Como consecuencia de la combinación de las cargas de peso propio, sobrecargas de uso y una minorada acción del viento, en estos núcleos se alcanza un desplazamiento máximo sobre el Y de 2,09 cm, localizado sobre el muro de 30 cm del núcleo número 3 (el más bajo).

Ahora compararemos con los desplazamientos horizontales en planta de los núcleos cuando actúa sobre ellos el ELS-02.



(Figura 55) Desplazamientos horizontales D_x y D_y sobre la deformada (ELS-02) en los núcleos de la Torre Cube (Architrave)

Si comparamos las tablas de resultados de los desplazamientos observaremos que en el ELS-02 están ligeramente por debajo que los analizados en ELS-01, salvo en los obtenidos en los desplazamientos en X. Si nos fijamos en ambos casos en los desplazamientos en el eje X observamos que los muros sobre los que actúa el viento (muros 1 y 2) presentan un mayor desplazamiento, con una diferencia cercana a los 2 mm.

En los desplazamientos en el eje Y, podemos dar cuenta de que los mayores desplazamientos se producen en el ELS-01, ya que las cargas gravitatorias ejercen un desplazamiento más desfavorable.

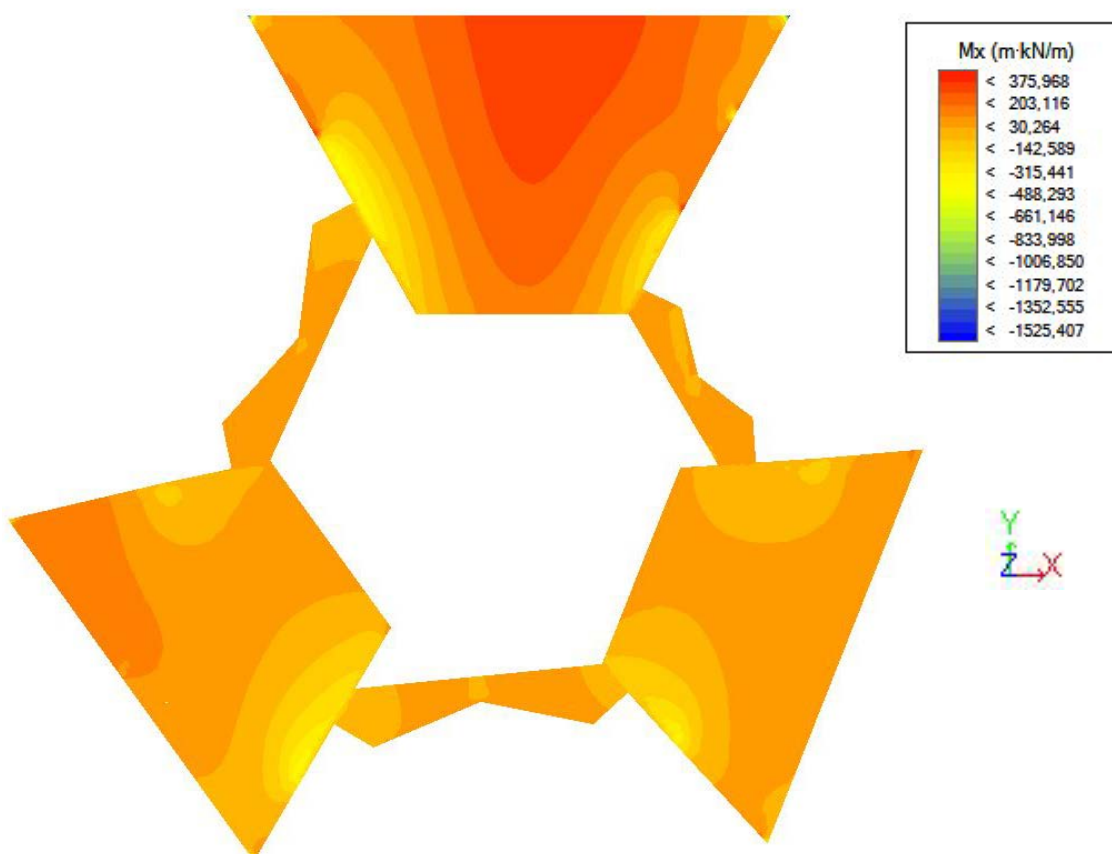
Estos desplazamientos son mayores en los testeros de los muros. En cambio, en la zona inferior de los muros, no hay desplazamiento debido a la unión empotrada rígida entre los muros y las zapatas corridas.

6.6.3 Comportamiento de las losas de forjado en Estados Límites Últimos

Para el análisis de las losas de forjado, nos centraremos en los estados límites en los que las cargas gravitatorias y sobrecargas de uso intervienen con mayores coeficientes de mayoración. Al tratarse de elementos superficiales horizontales, serán estas cargas las que intervendrán en mayor medida en estos elementos. Por tanto, nos centraremos en el análisis de los momentos flectores en las direcciones X e Y, ya que serán estas sollicitaciones las que nos darán los datos para un futuro dimensionado de las losas.

Las combinaciones de cargas empleadas para este estudio serán ELU-01 y ELS-01.

En primer lugar, se analizarán los momentos M_x y M_y en la losa de forjado de la planta 11.



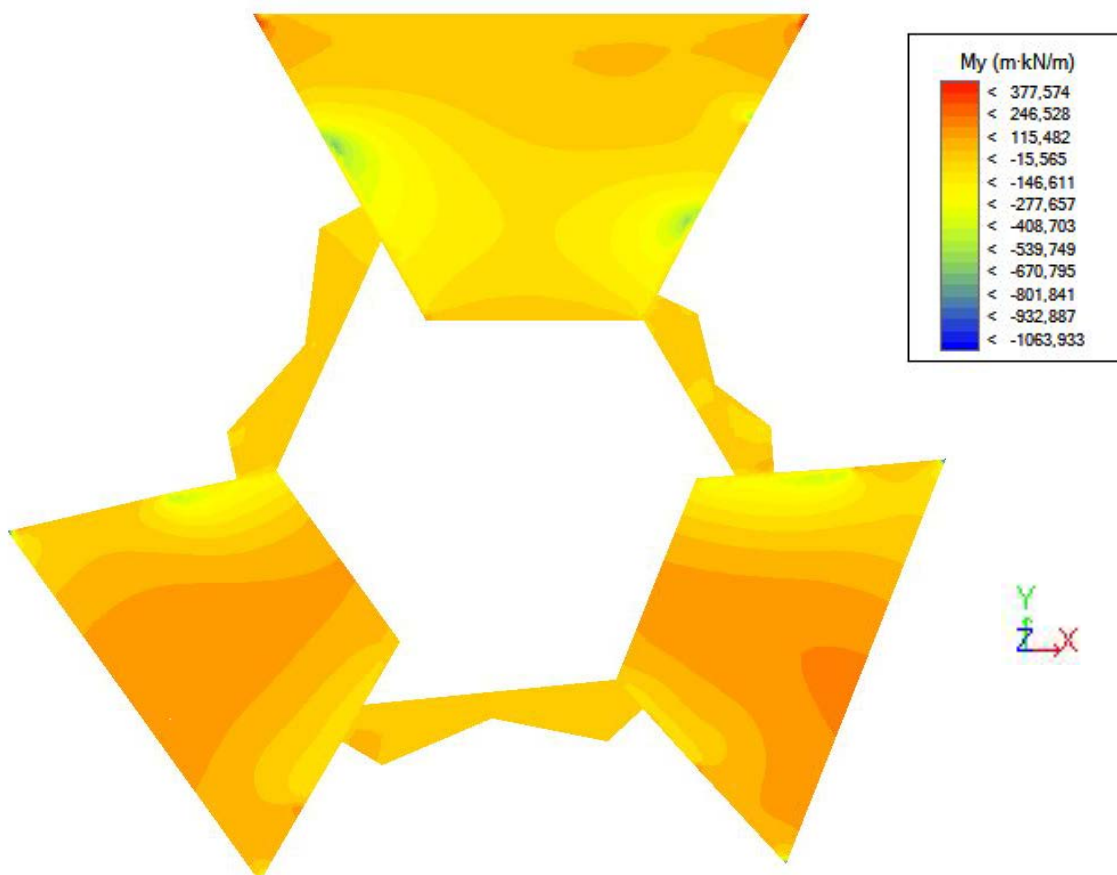
(Figura 56) Momentos M_x en la losa de forjado de la planta 11 (ELU.01) (Architrave)

En la figura 56, podemos observar los momentos actuantes en el eje X en la losa de forjado de la planta 11. En esta dirección nos interesa mirar como trabaja la parte superior de la losa. Ésta presenta un comportamiento muy parecido al analizado en la hipótesis 01. En el centro de la losa observamos momentos flectores positivos con un valor máximo cercano a los 280 KN·m. También hay dos puntos significativos donde se producen altos valores de momentos positivos, los cuales los localizamos justo en el

punto donde comienzan los muros de los núcleos (con un valor máximo de 375,968 KN·m).

Los momentos negativos se concentran en las esquinas superiores de la losa, con un máximo de -1525 KN·m, y en las zonas próximas a los muros de los núcleos (zona amarilla-amarilla anaranjada), donde nos encontramos con momentos negativos que pueden llegar a alcanzar valores de -480 KN·m.

Podemos dar cuenta de que los valores de momentos se han incrementado con respecto a los valores obtenidos de la hipótesis número. Un comportamiento totalmente esperado, ya que las cargas de peso propio y las sobrecargas de uso en esta combinación se encuentran mayoradas.



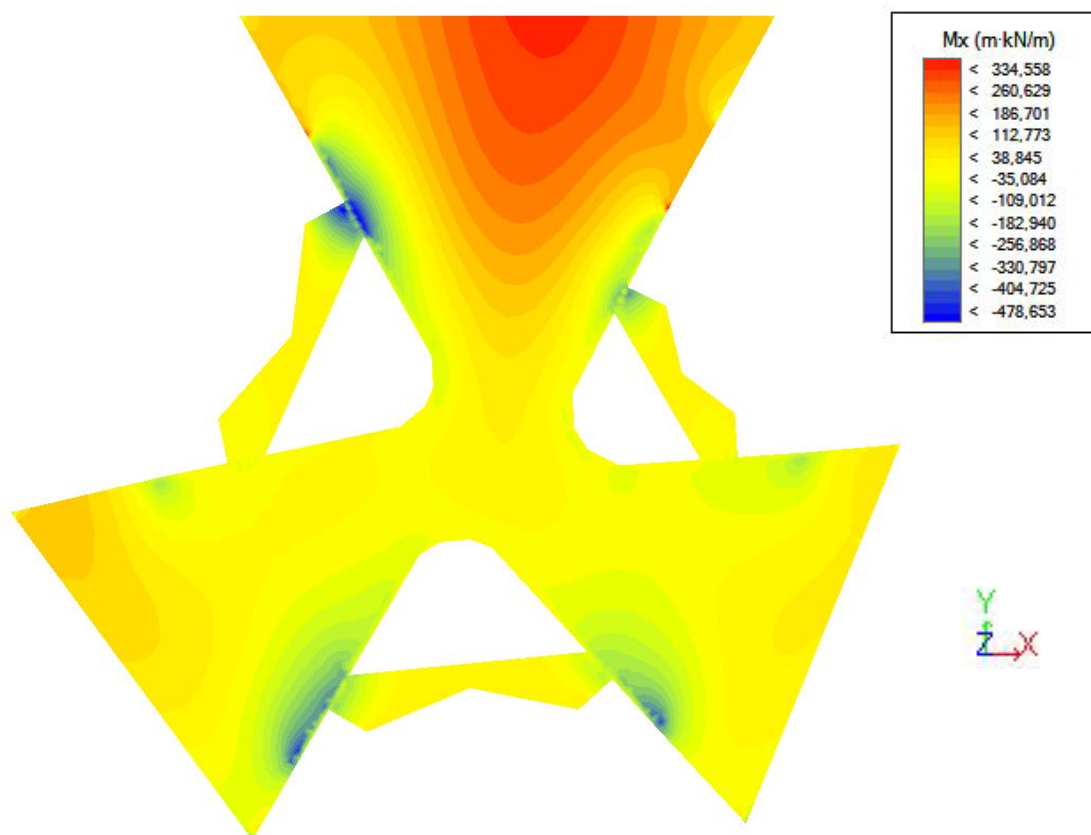
(Figura 57) Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 11 (ELU.01) (Architrave)

Al igual que en el caso anterior, los valores de momentos se han incrementado, debido a la mayoración de las cargas. Este gráfico (figura 57) nos sirve para analizar las dos partes inferiores de las losas, ya que más o menos están orientadas en el eje Y. De la misma manera que en el ejemplo anterior, los momentos positivos se concentran en el centro de los vanos, con valores de momento positivo máximo cercano a los 150 KN·m.

De igual manera al ejemplo anterior, los momentos negativos se concentran muy localizados en las esquinas, con un valor máximo de $-1063,933 \text{ KN}\cdot\text{m}$, y en las zonas próximas al encuentro de la losa con los muros de los núcleos, con valores cercanos a los $-435 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

Se podría simplificar el comportamiento de cualquier parte del vano (tanto en el vano superior como en los dos inferiores) a una viga con los dos extremos empotrados (momentos positivos en el centro del vano, momentos negativos en los extremos).

Dado que el resto de las plantas del edificio presentan un comportamiento muy similar, se analizarán un par de casos en los que hay valores de momentos significativos y que es interesante mostrar en el estudio.

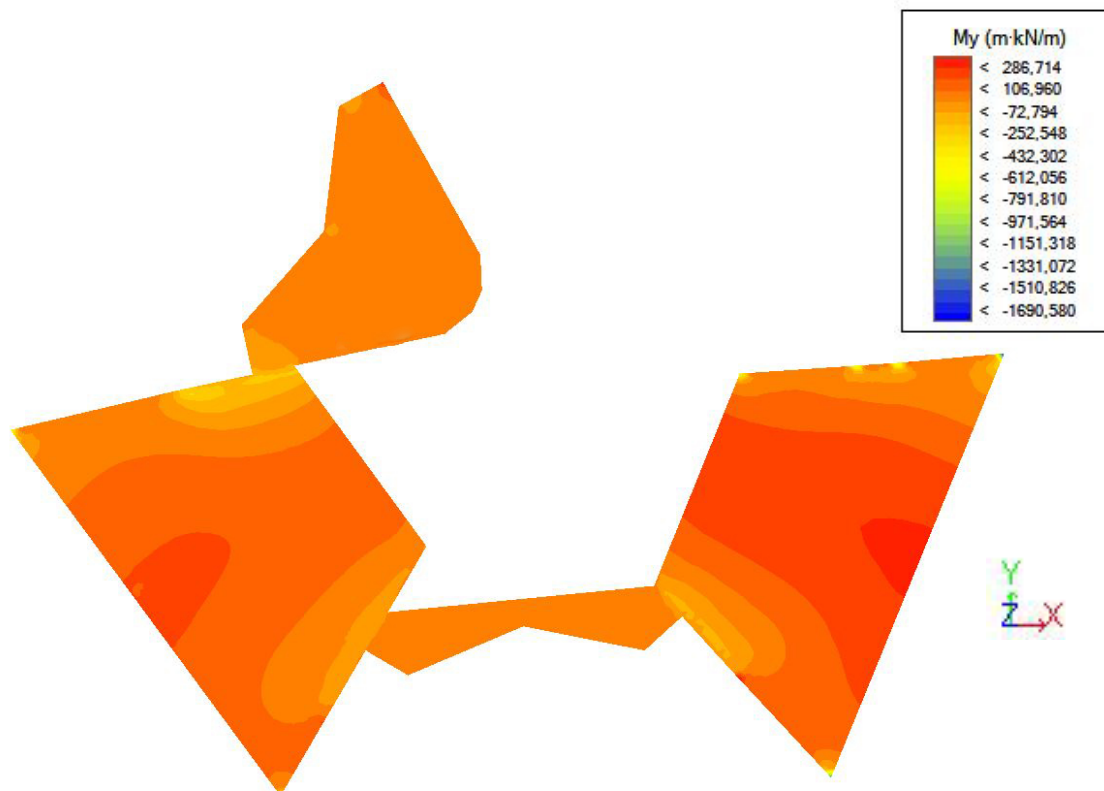


(Figura 58) Momentos M_x en la losa de forjado de la planta 1 (ELU.01) (Architrave)

En la figura superior (58), vemos el diagrama de momentos flectores M_x en la losa de la planta 1. El comportamiento frente a momentos flectores es muy parecido al estudiado en este mismo caso sometido a las cargas gravitatorias. En el centro del vano superior nos encontramos con zonas con momentos positivos. Es en este vano donde se produce el mayor valor de momento positivo, llegando a un máximo cercano a los $313 \text{ KN}\cdot\text{m}$. También son llamativas las zonas localizadas en rojo, cercanos al comienzo de los muros de los núcleos (donde se produce el momento positivo máximo que aparece en la tabla de $334,558 \text{ KN}\cdot\text{m}$).

Los momentos negativos en este vano, se localizan igualmente en las esquinas (con un máximo de $-53 \text{ KN}\cdot\text{m}$), y en las zonas donde la losa se encuentra con el perímetro de los muros de los núcleos (con un momento negativo máximo de $-478 \text{ KN}\cdot\text{m}$).

Otro caso que merece la pena mencionar es el diagrama de momentos en M_y de la losa de la planta de forjado 15 (figura 59).



(Figura 59) Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 15 (ELU.01) (Architrave)

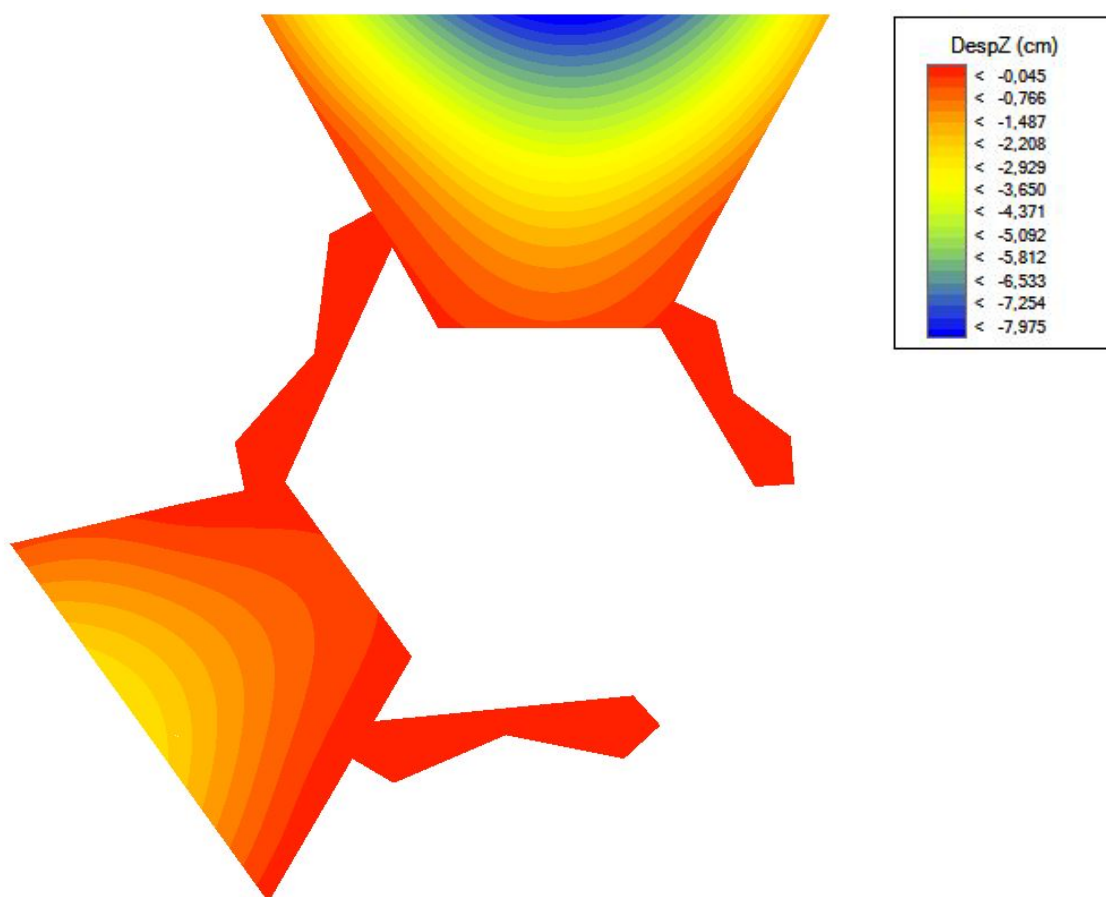
En este caso, los momentos en los centros de los vanos tienen los valores positivos máximos en toda la estructura. También, este gráfico presenta el momento negativo más alto en todas las losas de forjado.

El análisis de este gráfico viene a ser similar al de casos anteriormente estudiados. En los centros de los vanos se concentran las zonas con momentos positivos, donde obtenemos unos valores máximos cercanos a los $217 \text{ KN}\cdot\text{m}$ para el vano derecho, y de $131 \text{ KN}\cdot\text{m}$ para el vano de la izquierda.

Los momentos negativos se localizan en las esquinas de las losas, donde es en este caso el que alcanza el valor máximo de momento negativo de $-1690,580 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (esquina superior del vano derecho). También, éstos se localizan en los encuentros de la losa con los muros de los núcleos y en el encuentro de la losa con los pilares metálicos del muro celosía (lado superior del vano derecho) con valores de momento negativo cercanos a los $-700 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

6.6.4 Comportamiento de las losas de forjado en Estados Límites de Servicio

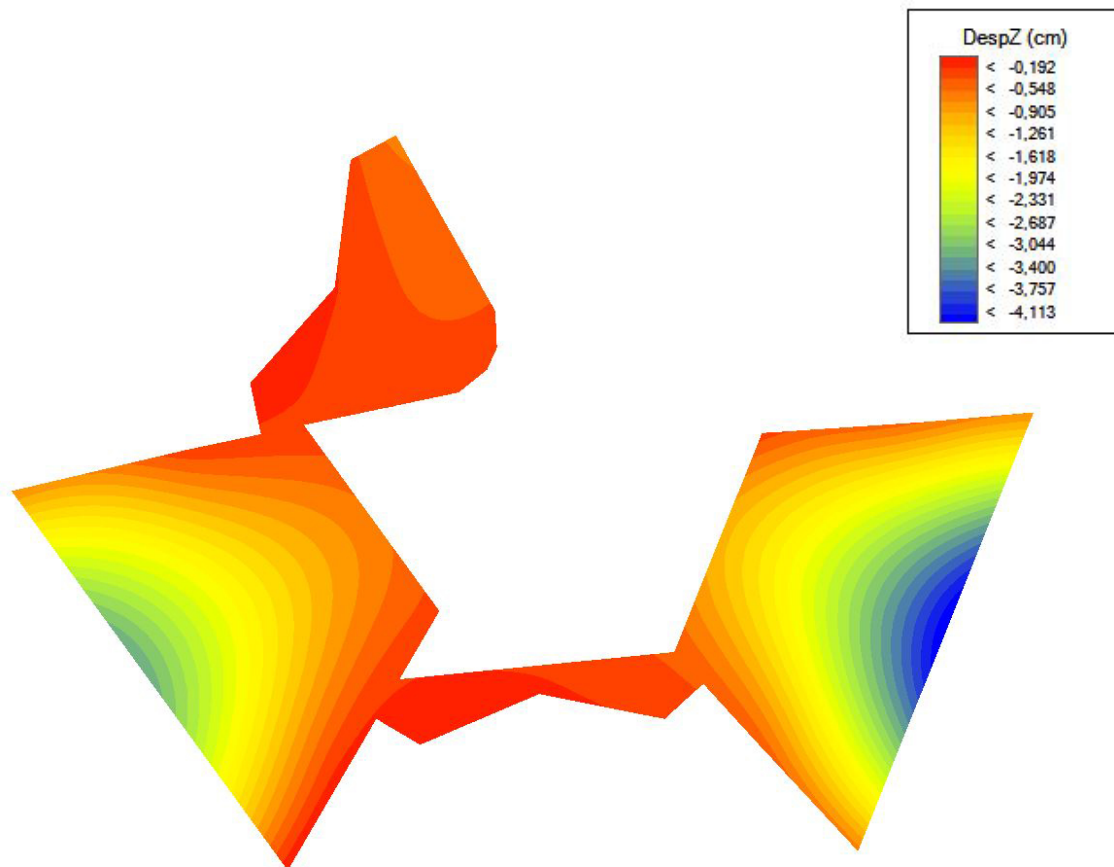
Dado que los gráficos de desplazamientos verticales D_z presentan un comportamiento muy similar en todas las losas, analizaremos aquella losa en la que se producen los mayores desplazamientos. En este caso estudiaremos los desplazamientos verticales en las losas de forjado de la planta 4 y de la planta 15.



(Figura 60) Desplazamientos D_z en la losa de forjado de la planta 4 (ELS.01) (Architrave)

En la figura 60 podemos observar como la losa de forjado deforma frente a las cargas gravitatorias y a una aportación de la mitad del esfuerzo de viento aplicado. En las zonas más próximas a los núcleos podemos dar cuenta de que la losa apenas deforma (desplazamientos en torno a los 0,4 mm). Sin embargo, es en los centros de los vanos donde los desplazamientos verticales son mayores. Es en esta planta concreta donde el vano superior de la losa alcanza el máximo desplazamiento con respecto al resto de losas, alcanzando un máximo cercano a los 8 cm.

En la figura 54 se muestran el gráfico de los desplazamientos verticales D_z causados por el ELS.01, donde son las cargas gravitatorias (peso propio y sobrecargas de uso) las que actúan en su totalidad.



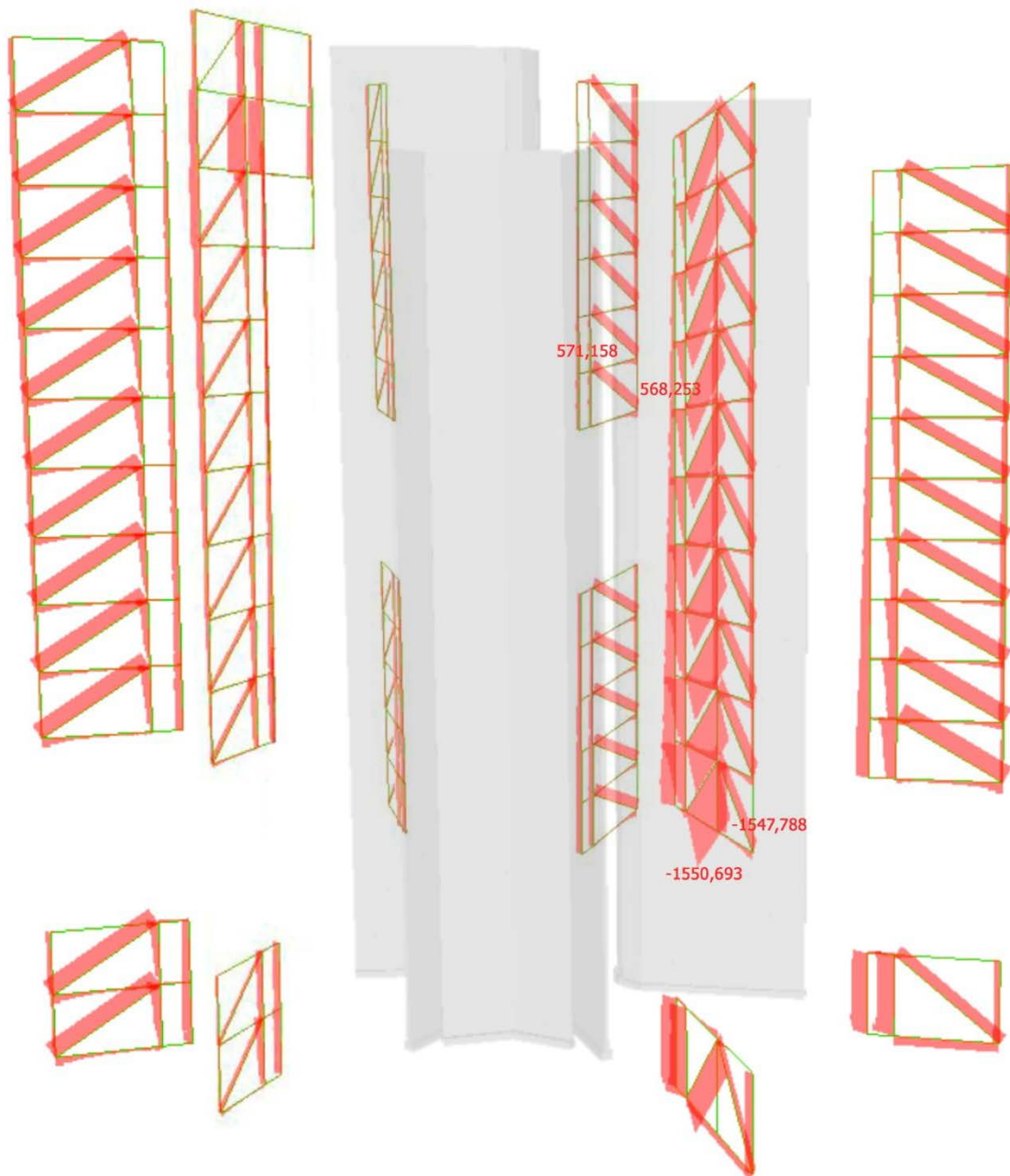
(Figura 61) Desplazamientos Dz en la losa de forjado de la planta 15 (ELS.01) (Architrave)

De la misma manera que en el caso anterior, la losa no deforma o lo hace muy poco en las zonas próximas a los núcleos. Es en el centro de los vanos donde se producen los mayores desplazamientos verticales, siendo en esta losa en concreto donde hayamos los valores máximos en los vanos inferior derecho e izquierdo. En el vano derecho se obtiene un desplazamiento máximo de 4,113 cm y en el izquierdo obtenemos un desplazamiento cercano a los 3,1 cm.

Una vez analizados estos desplazamientos, será en el apartado de conclusiones donde se explicarán posibles soluciones para evitar estas considerables deformaciones.

6.6.5 Comportamiento de los muros celosía en Estados Límites Últimos

En la figura siguiente mostraremos el estado de los esfuerzos axiales en el ELU.01, en el que las cargas gravitatorias intervienen de forma mayorada, incluyendo una considerable parte del efecto total del viento aplicado en el cálculo.

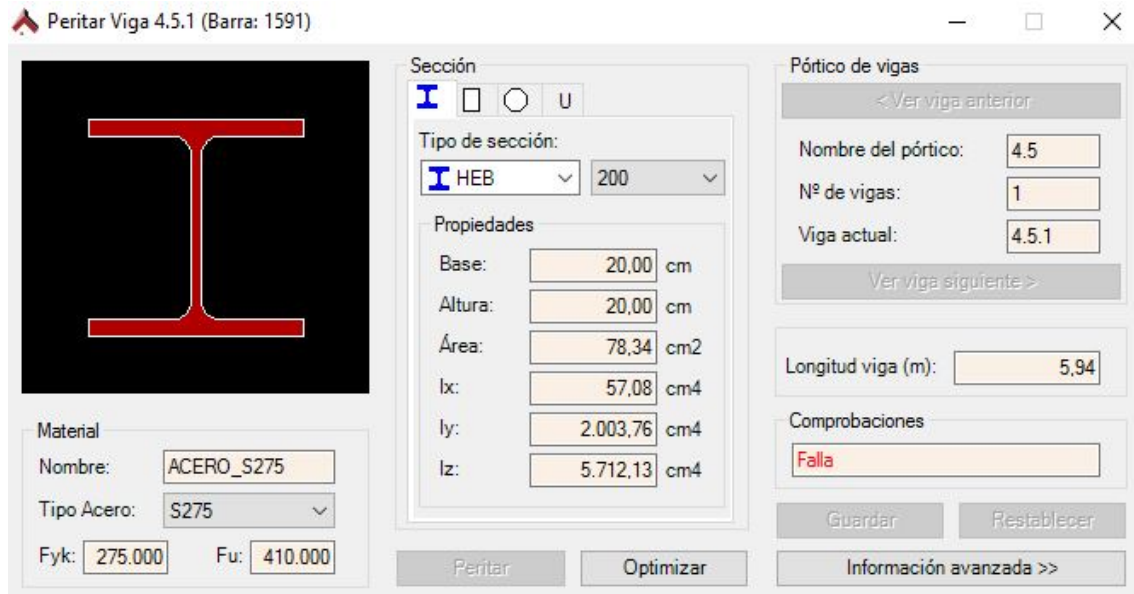


(Figura 62) Diagramas de esfuerzos axiales en barra en los muros celosía de la Torre Cube (ELU.01) (Architrave)

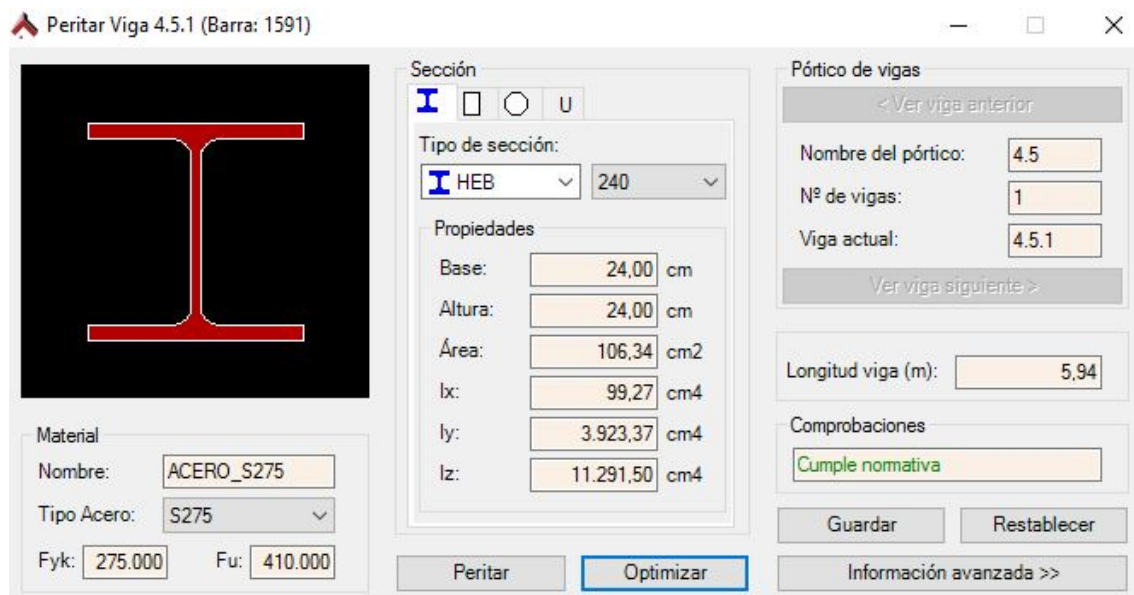
Al igual que en el caso de las barras sometidas únicamente a cargas permanentes, la mayoría de las barras de estos elementos tienen solicitaciones de compresión, exceptuando las diagonales que van desde la punta de las losas hacia los núcleos, los

cuáles presentan solicitaciones de tracción. En este caso, los valores obtenidos son mayores, ya que las cargas que soporta la estructura son mayores.

En las barras sometidas a compresión, llegamos a obtener un máximo de -1550,693 KN. Como se trata de un esfuerzo de un valor considerable, comprobaremos si este perfil (HEB 200) cumple el esfuerzo al cual está sometido:



Con el programa de cálculo hemos averiguado que este perfil no aguantaría con ese esfuerzo de compresión. El único perfil que nos cumpliría para esta deformación sería el HEB240, tal y como mostramos a continuación:



Por lo tanto, aquellas barras que estén sometidas a un esfuerzo de compresión cercano al esfuerzo al cual está sometido el analizado anteriormente, deberá ser nuevamente dimensionado.

7. CONCLUSIONES.

En el trabajo realizado se ha explicado el funcionamiento estructural de la Torre Cube I de Carme Pinós y se ha comprobado su adecuación al proyecto y a las intenciones buscadas por la arquitecta.

Según el objetivo principal, este trabajo tenía la finalidad de poner en valor la tipología estructural, la técnica constructiva y la calidad arquitectónica de la Torre, a través de un estudio de la estructura en el programa Architrave.

En el punto 3 se ha resaltado la trayectoria arquitectónica de Carme Pinós. Se ha podido observar que esta arquitecta siempre ha buscado la **esencialidad**, reduciendo la arquitectura a un mínimo número de elementos, sin ser por ello minimalista. Este aspecto puede comprobarse no sólo en su trayectoria junto a Enric Miralles, sino también en su trayectoria individual. De igual manera a la esencialidad, también es importante remarcar el valor que se le otorga al **entorno**. En palabras de la propia arquitecta: *la arquitectura no sólo es el edificio en sí, sino la repercusión que éste tiene en su entorno. Una actuación arquitectónica es una transformación, y se ha de pensar y ser conscientes de la responsabilidad que esto implica* (Documentos de Arquitectura nº60, Revista del Colegio de Arquitectos de Almería). El entorno no sólo es un valor a tener en cuenta en este proyecto, puede comprobarse en el resto de su trayectoria que éste tiene un especial valor y sus obras reflejan su adaptación al entorno en el que se encuentran. Este aspecto se puede ver de forma muy clara en su proyecto del Cementerio de Igualada junto a Enric Miralles.

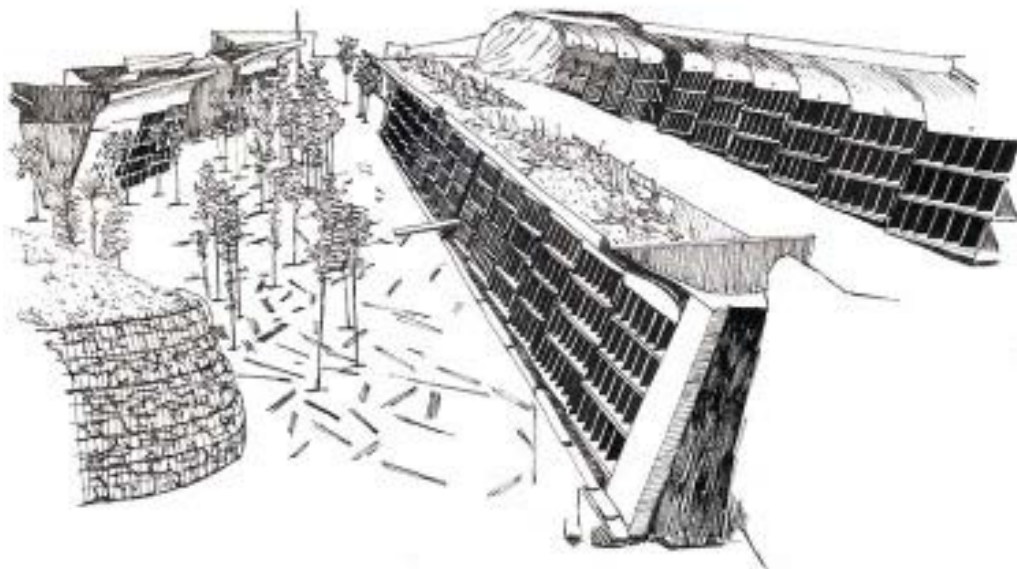


Imagen 45. Dibujo de una perspectiva del cementerio de Igualada. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós

En cuanto a la calidad arquitectónica y a la construcción de la Torre, se ha podido constatar que este proyecto rompe con la idea de los bloques de instalaciones y comunicaciones verticales (normalmente ocupa el centro de los edificios de oficinas), convertidos en tres macro pilares que se convierten en el único soporte vertical de todo el edificio, liberando el centro y permitiendo la ventilación cruzada.

Esto nos lleva a otro de los aspectos a remarcar de esta obra, que es el **juego con la gravedad**, con los **equilibrios** de la estructura arquitectónica. Esta obra, además de resolver el programa, al mismo tiempo permite este juego formal. Podríamos decir que la estructura se asemeja al elemento natural que todos conocemos como el **árbol**, es decir, un tronco y unas ramas que se equilibran. La luz traspasa todo el edificio de la misma manera que ésta atraviesa las ramas de un árbol.

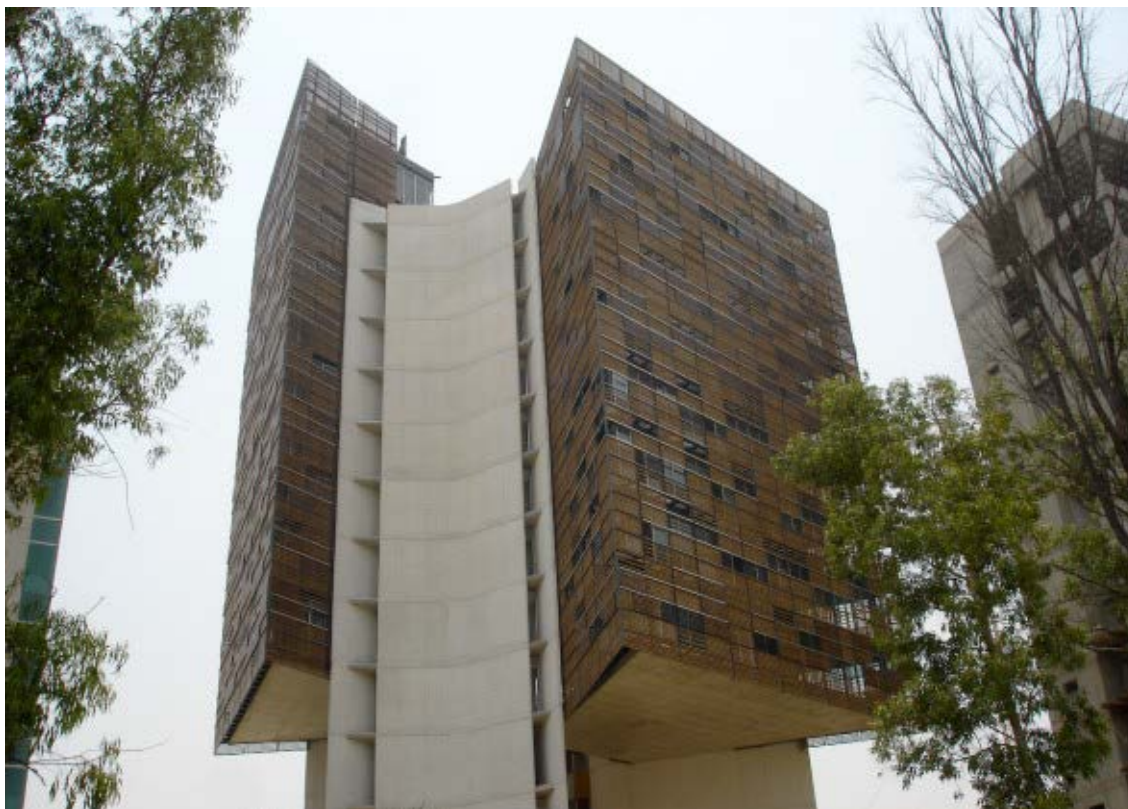


Imagen 46. La Torre Cube I y parte de su entorno. Fuente: www.arquitour.com

En concordancia con este juego de equilibrios y este símil con el árbol, también se puede extraer otra particularidad de esta estructura, que es su **ligereza**. Cuando la mayoría de los edificios de oficinas en altura poseen elementos estructurales verticales de gran sección, en este caso, los tres macro pilares se descomponen cada uno en dos muros curvos de 30 y 15 cm. Estos elementos son más ligeros a diferencia de los grandes pilares rígidos y de gran sección en las construcciones convencionales de oficinas. Este aspecto también es visible en los otros elementos estructurales que componen este modelo estructural, que son las losas de forjado y los muros celosía.

En el desarrollo del trabajo se ha explicado que durante el diseño de la estructura de la Torre se valoró la posibilidad de construir enteramente lo que sería la estructura en hormigón armado. Debido a los vuelos de estas losas y a la zona sísmica en la que se encuentra este edificio, se optó por sustituir los muros que sujetarían las losas por muros celosía compuestos por perfiles metálicos de acero (en su lugar habría grandes muros-vigas de hormigón armado). Esta solución nos aporta los siguientes beneficios: un mejor comportamiento frente a cargas sísmicas, dota de mayor ligereza a la

estructura, el aporte de luz natural hacia el interior del edificio es mayor (la luz penetra entre los huecos de las celosías) y el trabajo principal de estos elementos es a compresión-tracción (en contraposición de los esfuerzos de flexión a los que estarían sometidos los muros-viga si fueran de hormigón armado), esfuerzos perfectamente asumibles por estos elementos metálicos.



Imagen 47. Fotografía de la viga celosía (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

En cuanto a la elaboración del modelo estructural y de su posterior análisis, se ha podido comprobar que la estructura presenta un esquema de cargas claro y simple: las losas de forjado transmiten sus cargas a los muros celosía, estos conducen las cargas a los tres núcleos de la torre, y éstos transmiten sus cargas hacia el terreno.

Atendiendo al análisis del comportamiento de cada uno de sus elementos, se ha podido constatar que estos esfuerzos se comportan tal y como se esperaba de estas tipologías estructurales. En el caso de los núcleos de hormigón, estos se encuentran sometidos casi por completo a esfuerzos de compresión. Los muros celosía presentan grandes esfuerzos de compresión-tracción. Las losas de forjado presentan un esquema típico de forjado apoyado y empotrado en sus extremos. Todo ello, nos traslada a ese esquema claro y simple de transmisión de cargas.

Aun así, merece la pena detenerse en el análisis de las losas de forjado. Aunque presenten un comportamiento totalmente normal y esperado, las **deformaciones obtenidas** en el análisis nos hace meditar que estos elementos no podrían construirse con construcciones convencionales de forjado, ya que estas deformaciones no serían admisibles por estos sistemas convencionales, añadiendo las **grandes luces** que este edificio necesita cubrir. Si se quiere buscar que estas losas tengan un espesor reducido

(hasta 40 cm) habrá que optar por otros sistemas de construcción de forjados avanzados.

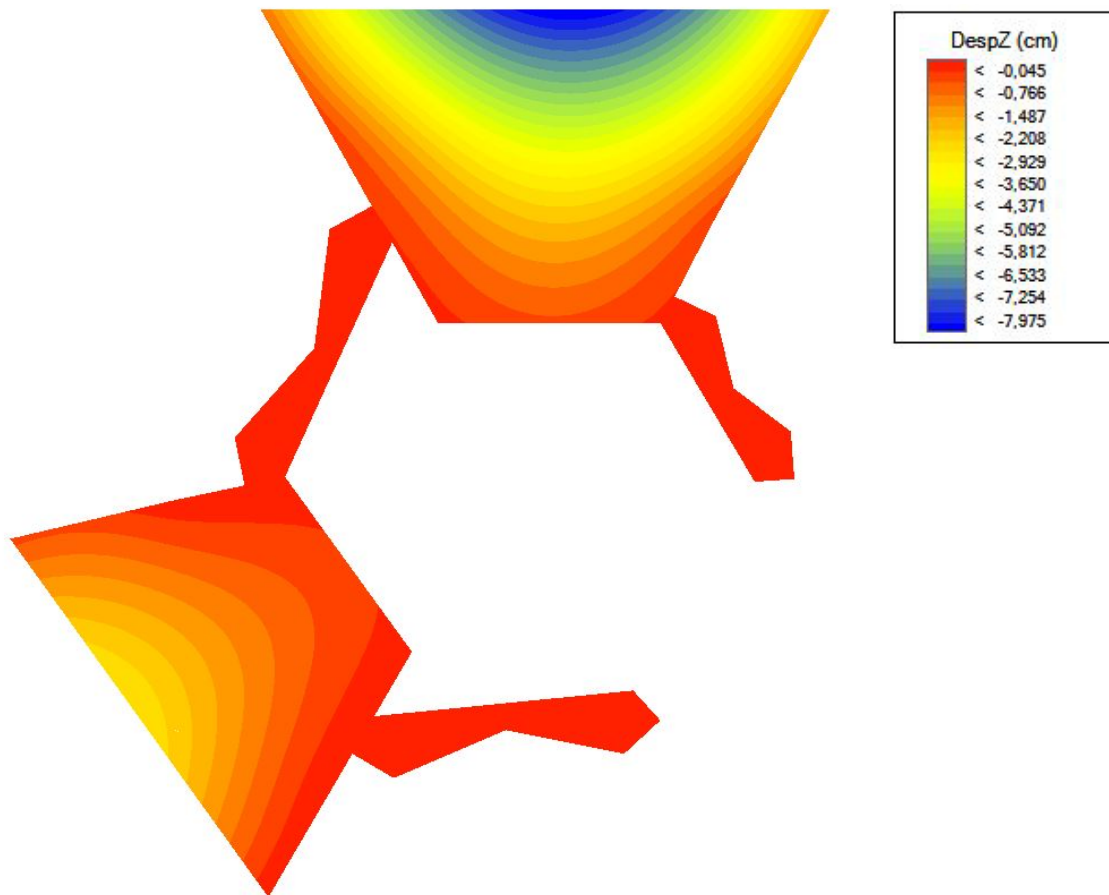


Imagen 48. Desplazamientos Dz en la losa de forjado de la planta 4 (ELS.01) (Architrave)

Como se ha indicado en el punto 5 del trabajo, las losas de forjado están postesadas. El **postesado** se trata de una técnica que consiste en tesar la armadura activa, después de fraguado del hormigón del elemento estructural y cuando éste ha alcanzado una resistencia suficiente para soportar las tensiones provocadas por el acero. Estas fuerzas de postesado se transmiten al hormigón a través de anclajes especiales que están fijados en los extremos de la pieza. Esta técnica muestra unas condiciones óptimas de utilización que se presenta generalmente para luces superiores a 8,0 m. Además, aporta tales ventajas como: la obtención de estructuras muy esbeltas, control de la fisuración y deformaciones, incremento de la resistencia y la compensación de las acciones exteriores. Todo ello, nos hace pensar que esta solución es muy indicada, concretamente, para estas losas de forjado. También, en aras de buscar la ligereza, esta solución sería idónea para remarcar este aspecto.

En definitiva, podemos concluir que, la estructura de la Torre Cube I de Carme Pinós se adecúa a sus necesidades, con un diseño que favorece el buen comportamiento estructural. Además, aspectos como esencialidad, ligereza y juego con los equilibrios, se conjugan de manera acorde en busca de un lenguaje elemental y contundente.

8. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

LIBROS

- 1. COLAFRANCESCHI, DANIELA (2015). Carme Pinós Arquitecturas.**
Barcelona, ed Gustavo Gili.
- 2. PINÓS, CARME (1998). Carme Pinós: algunos proyectos, desde 1991.**
Barcelona. Ed. Actar
- 3. PINÓS, CARME (1996). “Escuela hogar en Morella (Castellón)”. ARQUITECTOS 139. Vol. 96/1.**
Ed. Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.
- 4. DOCUMENTOS DE ARQUITECTURA, Nº. 60 (2006)**
Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.
- 5. EL CROQUIS, Nº 49/50 (1991)**
Enric Miralles/Carme Pinós 1988/1991
El Croquis Editorial, Madrid, 1991
- 6. AV PROYECTOS, Nº 4 (2004)**
Arquitectura Viva SL.
- 7. DETAIL: REVISTA DE ARQUITECTURA Y DETALLES CONSTRUCTIVOS. Edificios en altura Nº 3 (2008).**
Reed Business Information Editorial.
- 8. LUIS M. BOZZO, ALEX H. BARBAT (1999). Diseño sismorresistente de edificios: técnicas convencionales y avanzadas.**
Editorial Reverté.
- 9. ANA M^a TORRES, RAFAEL MONEO, CARME PINÓS (2004). Carme Pinós: An Architecture of Overlay.**
The Monacelli Press Editorial.

ARTÍCULOS

- 1. TESIS DOCTORAL: FERNÁNDEZ CONTRERAS, JAVIER (2013). La Planta Miralles. Representación y Pensamiento en la Arquitectura de Enric Miralles.**
Universidad Politécnica de Madrid.
- 2. POST-TENSIONED IN BUILDINGS (1992). 4.1 VSL Report Series**
VSL International LTD.
- 3. POST-TENSIONED SLABS (1992). 4.2 VSL Report Series**
VSL International LTD.

4. ALFONSO LOBO ESCAMILLA, LUIS FELIPE RODRÍGUEZ MARTÍN. Apuntes de Estructuras Varias, tema 16.

UNED, Fundación Escuela de la Edificación.

http://www2.uned.es/dpto-icf/estructuras_varias/images/Pret-16_peq.pdf

NORMAS

- 1. Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico SE-AE. Seguridad Estructural Acciones en la edificación (2009)**
Ministerio de Fomento. Gobierno de España
- 2. INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (EHE 08)**
http://www.fomento.gob.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIA DOS/MASORGANOS/CPH/instrucciones/EHE_es/

PÁGINAS WEB

- 1. LUIS BOZZO ESTRUCTURAS Y PROYECTOS S. L.**
<http://luisbozzo.com/wp-content/uploads/2016/01/fil38938.pdf>
<http://luisbozzo.com/wp-content/uploads/2016/01/fil38925.pdf>
- 2. TORRE CUBE, CARME PINÓS EN GUADALAJARA**
<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-1054/torre-cube-car-me-pinos-en-guadalajara>
- 3. TORRE CUBE, PUERTA DE HIERRO, GUADALAJARA (MÉXICO)**
http://www.noticiasarquitectura.info/especiales/torre_cube.htm
- 4. TORRE CUBE – ESTUDIO CARME PINÓS**
http://www.revistaescala.com/index.php?option=com_content&view=article&id=299:rre-cube-estudio-car-me-pinos&catid=44:edificios-de-oficinas&Itemid=93
- 5. CARME PINÓS, EL PRIVILEGIO DE LA ESTRUCTURA**
<http://www.informador.com.mx/cultura/2009/157499/6/car-me-pinos-el-privilegio-de-la-estructura.htm>
- 6. TORRE CUBE EN GUADALAJARA, MÉXICO, DE CARME PINÓS**
<http://blog.a-cero.com/torre-cube-en-guadalajara-mexico-de-car-me-pinos/>

OTROS

- 1. PROGRAMA INFORMÁTICO DE CÁLCULO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL ARCHITRAVE**
Universitat Politècnica de Valencia. www.architrave.es

BIBLIOGRAFÍA FOTOGRÁFICA

0. PORTADA

<http://www.via-arquitectura.net/16/16-066.htm>

3. SOBRE CARME PINÓS

Imagen 1. Carme Pinós.

<https://undiaunaarquitecta.files.wordpress.com/2015/07/carme-pinos.jpg>

Imagen 2. Secciones longitudinales del Cementerio de Igualada. *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós.

Imagen 3. Planta de entorno (izqda.) y planta general del Cementerio de Igualada (dcha.). *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós.

Imagen 4. Dibujo de una perspectiva del cementerio de Igualada. *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós

Imagen 5. Lucernarios generados a partir de los vuelos de las viseras de hormigón. *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós

Imagen 6. Sección por los vestuarios de las Instalaciones de Tiro con Arco para los JJOO de Barcelona 92. *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós

Imagen 7. Planta general de las Instalaciones de Tiro con Arco para los JJOO de Barcelona 92. *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós.

Imagen 8. Escuela Hogar de Morella. *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós.

Imagen 9. Planta general de la Escuela Hogar de Morella (izquierda) y perspectiva del entorno de la Escuela Hogar de Morella. *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós.

Imagen 10. Pasillos de la Escuela (izquierda) y maqueta de la Escuela Hogar de Morella (derecha). *El Croquis nº 49/50.* Enric Miralles y Carme Pinós.

Imagen 11. Planta general del Paseo Marítimo de Torrevieja. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

Imagen 12. Fotografía aérea del Paseo Marítimo de Torrevieja. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

Imagen 13. Maqueta de la Maison de l'Algérie. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

Imagen 14. Planta general de la Maison de l'Algérie. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi.

Imagen 15. Maqueta de la Maison de l'Algérie. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi

Imagen 16. CaixaForum de Zaragoza. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi

Imagen 17. Maqueta de trabajo (izquierda), boceto de Carme Pinós (centro) y maqueta definitiva del CaixaForum de Zaragoza. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi

Imagen 18. Sección del CaixaForum de Zaragoza. Carme Pinós Arquitecturas. Daniela Colafranceschi

4. LA TORRE CUBE

Imagen 19. Catedral Metropolitana de Guadalajara. <http://turismomexicano.net/wp-content/uploads/2015/04/guadalajara.jpg>

Imagen 20. Panorámica del distrito Puerta de Hierro en Zapopan. (Imagen vía: <http://www.skyscrapercity.com>)

Imagen 21. Situación de la Torre Cube en el distrito de Puerta de Hierro en Zapopan. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 22. Boceto de la Torre Cube de Carme Pinós. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 23. Torre Cube (izquierda) y fotografía del patio interior de la Torre (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 24. Planta tipo de La Torre Cube I. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 25. Sección A. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 26. Sección B. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 27. Alzado A. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 28. Alzado B. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 29. Planta de sótano -1 de la Torre Cube. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 30. Planta de sótano -2 de la Torre Cube. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 31. Imágenes de las ménsulas en planta de sótano. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

5. ESQUEMA ESTRUCTURAL

Imagen 32. Foto montaje del encuentro de la primera planta de oficinas con el sótano del edificio. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 33. Fotografía de la viga celosía (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 34. Fotografía de uno de los núcleos de la torre (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 35. Construcción de la Torre Cube (sup.) y fotografía del patio interior de la torre (inf.). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 36. Planta de la cimentación de la Torre Cube (izquierda). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 37. Imágenes sobre la construcción de la cimentación de los núcleos). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 38. Fotografía del armado de los muros curvos de hormigón. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 39. Desarrollo por plantas de los núcleos de hormigón. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 40. Detalle de uno de los muros en alzado. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

Imagen 41. Detalle de la viga celosía de tipo 1. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 42. Detalle de la viga celosía de tipo 2. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 43. Detalle de la disposición de los forjados en la planta tipo. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería

Imagen 44. Detalle de la disposición de los forjados en la planta de encuentro de la torre y el sótano. Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Figura 1. Imágenes del modelo alámbrico y del modelo sólido desarrollado para el cálculo de la Torre Cube I. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 2. Imágenes del modelo alámbrico y del modelo sólido desarrollado para el cálculo de la Torre Cube I. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 3. Descomposición del modelo sólido en elementos principales de la Torre Cube I. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 4. Imagen en planta de los núcleos de hormigón en modelo alámbrico. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 5. Modelo alámbrico y sólido de los muros de 30 cm de espesor. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 6. Modelo alámbrico y sólido de los muros de 15 cm de espesor. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 7. Modelo alámbrico de la losa de la planta tipo. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 8. Modelo alámbrico y sólido de las losas en su conjunto. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 9. Muro celosía 1. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 10. Muro celosía 2. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 11. Muro celosía 3. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 12. Muro celosía 4. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 13. Muro celosía 5. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 14. Muro celosía 6. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 15. Detalle de los muros celosía, en relación con el resto del modelo. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 16. Tablas C.3, C.4 y C.5 del Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (DB-SE.AE)

Figura 17. Tabla 3.1 del Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (DB-SE.AE)

Figura 18. Imagen de la deformada sobre la planta de la Torre Cube I. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 19. Aplicación del esfuerzo de viento sobre la Torre Cube I. Elaboración propia.

Figura 20. Aplicación del esfuerzo de viento descompuesto en dos fuerzas lineales sobre los muros de los núcleos. Elaboración propia.

Figura 21. Combinaciones para ELU. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

Figura 22. Combinaciones para ELS. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

- Figura 23.** Características de los materiales de la estructura de la Torre Cube I. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 24.** Tensiones S_y (HIP 01) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 25.** Tensiones S_y (HIP 01) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 26.** Modelo sólido y deformaciones en D_z (HIP 01) en los muros de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 27.** Deformaciones en D_x (HIP 01) en los muros de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 28.** Deformaciones en D_y (HIP 01) en los muros de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 29.** Deformaciones en D_z (HIP 01) en los muros de 15 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 30.** Deformaciones en D_x y en D_y (HIP 01) en los muros de 15 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 31.** Momentos M_x en la losa de forjado de la planta 11. (HIP. 01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 32.** Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 11 (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 33.** Momentos M_x en la losa de forjado de la planta 1 (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 34.** Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 1 (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 35.** Momentos M_x y M_y en la losa de forjado de la planta 14 (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 36.** Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 15 (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 37.** Momentos M_y en la losa de forjado de la planta 16 (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 38.** Vista de las losas superiores de la Torre Cube I. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 39.** Desplazamientos D_z en la losa de forjado de la planta 11 (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 40.** Diagramas de esfuerzos axiales en barra en los muros celosía de la Torre Cube (HIP.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 41.** Desplazamientos en D_x de los núcleos de la Torre Cube (HIP.03). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 42.** Desplazamientos en D_y de los núcleos de la Torre Cube (HIP.03). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 43.** Tensiones S_y (ELU-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 44.** Tensiones S_y (ELU-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 45.** Tensiones S_y (ELU-2) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 46.** Tensiones S_y (ELU-2) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.

- Figura 47.** Deformaciones verticales Dz (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 48.** Deformaciones verticales Dz (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 49.** Deformaciones verticales Dz (ELS-2) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 50.** Deformaciones verticales Dz (ELS-02) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 15 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 51.** Deformaciones horizontales Dx (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 52.** Deformaciones horizontales Dy (ELS-1) en los muros (1, 2 y 3 de izquierda a derecha) de 30 cm de los núcleos. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 53.** Desplazamientos horizontales Dx y Dy sobre la deformada (ELS-01) en los núcleos de la Torre Cube. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 54.** Desplazamientos horizontales Dx y Dy sobre la deformada (ELS-01) en los núcleos de la Torre Cube. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 55.** Desplazamientos horizontales Dx y Dy sobre la deformada (ELS-02) en los núcleos de la Torre Cube. Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 56.** Momentos Mx en la losa de forjado de la planta 11 (ELU.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 57.** Momentos My en la losa de forjado de la planta 11 (ELU.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 58.** Momentos Mx en la losa de forjado de la planta 1 (ELU.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 59.** Momentos My en la losa de forjado de la planta 15 (ELU.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 60.** Desplazamientos Dz en la losa de forjado de la planta 4 (ELS.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 61.** Desplazamientos Dz en la losa de forjado de la planta 15 (ELS.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.
- Figura 62.** Diagramas de esfuerzos axiales en barra en los muros celosía de la Torre Cube (ELU.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.

7. CONCLUSIONES.

- Imagen 45.** Dibujo de una perspectiva del cementerio de Igualada. El Croquis nº 49/50. Enric Miralles y Carme Pinós.
- Imagen 46.** La Torre Cube I y parte de su entorno. Fuente: www.arquitour.com.
- Imagen 47.** Fotografía de la viga celosía (derecha). Documentos de Arquitectura nº 60. Revista del Colegio de Arquitectos de Almería.
- Imagen 48.** Desplazamientos Dz en la losa de forjado de la planta 4 (ELS.01). Elaboración propia mediante el programa Architrave.