



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS

TRABAJO FINAL DE GRADO:

**Estudio, modelización y cálculo de la estructura
de un edificio en altura de reconocido interés.**

860-880 LAKE SHORE DRIVE APARTMENTS
MIES VAN DER ROHE

ALUMNO: JUAN CORTÉS CASANOVA
TUTOR: LUISA BASSET SALOM
CURSO 2014 - 2015



RESUMEN

Este trabajo consiste en el estudio, modelización y cálculo del edificio Lake Shore Drive de Mies van der Rohe. Se trata de una estructura de gran altura compuesta por dos torres unidas por dos niveles de sótano.

A partir del estudio de la estructura y de la evaluación de cargas se ha definido un modelo de cálculo para su posterior análisis en Architrave, un programa de cálculo y diseño de estructuras.

La estructura está formada por vigas y pilares metálicos recubiertos de hormigón. Se ha efectuado un primer cálculo sin considerar la contribución de éste obteniendo como resultado una efectividad del 100% de las vigas. Sin embargo, la sección metálica es insuficiente para los pilares de las plantas inferiores, por lo que se ha modificado el modelo considerando la contribución del hormigón.

Para estabilizar el edificio frente a cargas horizontales se ha estudiado en primer lugar un modelo con cruces de San Andrés, pero finalmente se ha comprobado que, con una estructura mixta de acero y hormigón, se cumple la normativa sobre desplazamientos horizontales.

PALABRAS CLAVE

- Lake Shore Drive apartments
- Mies van der Rohe
- Análisis estructural
- Estructura de gran altura
- Estructura metálica

ABSTRACT

This work consists of the study, modeling and calculation of Lake Shore Drive building by Mies van der Rohe. It is a high rise structure, organized in two towers joined by two basement levels.

From the study of the structure and evaluation of loads, a calculation model has been defined, which is afterwards analyzed in Architrave, a program of calculation and design of structures.

The structure is composed of steel beams and pillars with a concrete cover. A first calculation has been made without considering the contribution of this. The result is 100% efficiency of beams. However, the metal section is insufficient for the pillars of the lower floors, so the model has been changed taking into account the contribution of the concrete.

To stabilize the building against horizontal loads, firstly, a model with cross braces has been studied. However, it has been finally verified that, with a mixed structure of steel and concrete, horizontal displacement rules are accomplished.

KEY WORDS

- Lake Shore Drive apartments
- Mies van der Rohe
- Structural analysis
- High rise structure
- Steel structure

RESUM

Aquest treball consisteix en l'estudi, modelització i càlcul de l'edifici Lake Shore Drive de Mies van der Rohe. Es tracta d'una estructura de gran alçada composta per dues torres unides per dos nivells de soterrani.

A partir de l'estudi de l'estructura i de l'avaluació de càrregues s'ha definit un model de càlcul per a la seua posterior anàlisi en Architrave, un programa de càlcul i disseny d'estructures.

L'estructura està formada per bigues i pilars metàl·lics recoberts de formigó. S'ha efectuat un primer càlcul sense considerar la contribució d'aquest, obtenint com a resultat una efectivitat del 100% de les bigues. No obstant això, la secció metàl·lica es insuficient per als pilars de les plantes inferiors, per la qual cosa s'ha modificat el model considerant la contribució del formigó.

Per tal d'estabilitzar l'edifici contra les càrregues horitzontals, s'ha estudiat en primer lloc un model amb creus de Sant Andreu, però finalment s'ha comprovat que, amb una estructura mixta d'acer i formigó, es compleix la normativa sobre desplaçaments horitzontals.

PARAULES CLAU

- Lake Shore Drive apartments
- Mies van der Rohe
- Anàlisi estructural
- Estructura de gran alçada
- Estructura metàl·lica

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi tutora Luisa Basset por su total entrega y dedicación. La pasión que tiene por su trabajo despierta en mi las ganas de aprender y de seguir sus pasos.

A los profesores Ernesto Fenollosa, Arturo Martínez, David Gallardo y Arianna Guardiola, por introducirme en el campo de las estructuras y descubrirme nuevas ramas de la arquitectura.

A mis compañeras Amparo Górriz y Mónica García, por regalarme tantos buenos momentos de diversión y trabajo.

A mis padres, Juan Cortés y María José Casanova, y a mi hermana Marta Cortés, por enseñarme valiosas lecciones de vida. Por enseñarme que con esfuerzo y constancia todo se consigue.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	01
2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GENERAL SOBRE EL EDIFICIO Y EL ARQUITECTO	02
2. 1. MIES VAN DER ROHE: VIDA Y TRABAJO	02
2. 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO	05
2. 2. 1. Emplazamiento	05
2. 2. 2. Composición	06
2. 2. 3. Fachada	06
2. 2. 4. Configuración del espacio	07
2. 2. 5. Programa funcional	08
2. 3. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA	09
3. DEFINICIÓN Y ANÁLISIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	12
3. 1. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESTRUCTURA	12
3. 1. 1. Forjado tipo	12
3. 1. 2. Forjado planta baja	13
3. 1. 3. Forjado sótano	14
3. 1. 4. Sección	15
3. 1. 5. Detalle marquesina	16
3. 1. 6. Detalle voladizo	16
3. 1. 7. Núcleo de comunicación vertical	17
3. 2. MEMORIA CONSTRUCTIVA	18
3. 2. 1. Vigas	18
3. 2. 2. Pilares	19
3. 2. 3. Voladizos y marquesina	20
3. 2. 4. Forjado	20
3. 2. 5. Cerramiento exterior	22
3. 2. 6. Particiones	22

4. EVALUACIÓN DE CARGAS	23
4. 1. ACCIONES PERMANENTES	23
4. 2. ACCIONES VARIABLES I: SOBRECARGA DE USO	26
4. 3. ACCIONES VARIABLES II: CARGA DE NIEVE	29
4. 4. ACCIONES VARIABLES III: CARGA HORIZONTAL DE VIENTO	30
4. 5. ACCIONES VARIABLES IV: SISMO	34
4. 5. 1. Resumen de las cargas gravitatorias	34
4. 5. 2. Información básica	34
4. 5. 3. Aceleración sísmica de cálculo	35
4. 5. 4. Periodo fundamental del edificio	35
4. 5. 5. Número de modos a considerar	36
4. 5. 6. Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente	36
5. ANÁLISIS DEL MODELO DE CÁLCULO	42
5. 1. DEFINICIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO	42
5. 2. ESTUDIO DEL MODELO DE LA PLANTA TIPO I	46
5. 3. ESTUDIO DEL MODELO DE LA PLANTA BAJA	50
5. 4. ESTUDIO DEL MODELO DE LA PLANTA TIPO II	54
5. 5. ESTUDIO DEL MODELO DE LA PLANTA DE CUBIERTAS	58
5. 6. ESTUDIO DEL MODELO DEL EDIFICIO EN CONJUNTO	62
5. 7. MODELO FINAL	72
6. CONCLUSIONES	77
7. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES	79
8. ÍNDICE DE IMÁGENES	81
9. ANEXO 01: PLANOS DE ESTRUCTURA	88
10. ANEXO 01: DIAGRAMAS DEL MODELO FINAL	93

1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA:

El objeto del presente trabajo es estudiar y entender el comportamiento de la estructura de un edificio de gran altura y comprobar el funcionamiento de la estructura del edificio Lake Shore Drive de Mies van der Rohe.

Previamente al estudio de la estructura se va a elaborar una recopilación de información sobre la vida y trabajo de Mies van der Rohe y sobre el edificio a estudiar.

A continuación se hará una representación constructiva de la estructura en función de la información encontrada. Los aspectos que sean desconocidos o no se disponga de información serán interpretados por comparación con otros edificios similares del mismo arquitecto. En este caso se puede contrastar con el edificio Seagram de Nueva York.

Para poder realizar el estudio del comportamiento de la estructura se tiene que hacer primero una estimación de las cargas a aplicar en el modelo. Para ello se empleará el documento CTE DB SE-AE sobre Seguridad Estructural y Acciones en la edificación. Sin embargo, debido a que el edificio a estudiar se ubica en Chicago (Illinois), también se tendrá que consultar el documento Chicago Code para obtener el valor característico de nieve, el valor básico de la velocidad del viento y la aceleración sísmica básica.

Finalmente se procederá al análisis del modelo de cálculo con las cargas aplicadas y elementos estructurales asignados mediante el programa de cálculo de estructuras Architrave. Para utilizar el programa con eficiencia se consultará el Manual de usuario de Architrave.

El estudio se desarrollará en primer lugar aisladamente de las plantas más representativas, y a continuación del edificio en conjunto. Por último, se expondrá un resumen de los resultados de los elementos estructurales y se propondrá soluciones para satisfacer la normativa en los elementos que no la cumplan.

2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GENERAL SOBRE EL EDIFICIO Y EL ARQUITECTO:

2. 1. MIES VAN DER ROHE: VIDA Y TRABAJO



FIG.01. Retrato de Mies van der Rohe

Ludwig Mies van der Rohe nació el 27 de Marzo de 1886 en Aquisgrán, Alemania. Es considerado uno de los maestros de la arquitectura moderna por su labor en la construcción en acero y vidrio. Su experiencia con el trabajo de los materiales se remonta al año 1900 trabajando con su padre en un taller de escultura de piedras. Posteriormente se formó con Bruno Paul y

Peter Behrens, además de conocer a otros arquitectos como Schinkel, Frank Lloyd Wright, Le Corbusier, Walter Gropius y Berlage. Con la idea de Behrens de la arquitectura como una forma de modelaje y la idea de Berlage de entender la arquitectura como funcionalidad pura, Mies afirma "*De Behrens aprendí la gran forma, mientras que de Berlage la estructura*".

En 1912, Mies abre su propio estudio en Berlín. La mayoría de sus obras tienen un estilo neoclásico debido a las influencias de Schinkel. Con la llegada de la Primera Guerra Mundial se asocia a Mies con movimientos de vanguardia como el grupo de November y de Stij, y desarrolla un nuevo lenguaje arquitectónico.

En 1924 ingresa en la Deutsche Werkbund y en 1927 Mies dirige la exposición de arquitectura moderna de Weissenhof en Stuttgart, en la cual participan arquitectos como Behrens, Le Corbusier, Gropius, Hilberseimer, Scharoun, etc. En esta urbanización experimental Mies construye un bloque de viviendas con una volumetría rotunda, fachadas simples y construido con materiales de acero y elementos prefabricados.



FIG.02. Bloque de viviendas en Weissenhof



FIG.03.Pabellón de Barcelona

En 1929 construyó el Pabellón Alemán de la Exposición Internacional de Barcelona, y, un año más tarde, la Casa Tugendhat en Brünn. En estas obras Mies comienza a emplear el plano libre y la horizontalidad por las influencias neoplásticas. Mediante el trabajo del plano, Mies transmite en su arquitectura fluidez y transparencia, además de una fuerte relación interior-exterior.

En 1930, tras la dimisión de Walter Gropius, Mies se convierte en el director de la Bauhaus, pero fue cerrada en 1933 por el partido Nazi.

La segunda etapa de Mies van der Rohe se desarrolla en América a partir de 1937. Ese año se convierte en el director del Instituto de Tecnología de Illinois (IIT) en Estados Unidos. De 1945 a 1950 construye la casa Farnsworth, un refugio elevado del suelo al que se accede mediante una plataforma intermedia. El edificio se caracteriza por tener una modulación estricta de la estructura de acero y una relación absoluta con el entorno mediante grandes ventanales de vidrio y un espacio casi diáfano en el interior.



FIG.04.Casa Farnsworth



FIG.05.Edificio Seagram

Entre 1948 y 1951 hace realidad su sueño de construir un rascacielos con las torres del Lake shore Drive Apartments en Chicago, y más tarde, entre 1954 y 1958, con el Edificio Seagram, un rascacielos de 37 alturas de vidrio y bronce que proyectó junto su discípulo Philip Johnson.

El Crown Hall (1950-56) presenta una novedad en cuanto a sistema estructural que consiste en crear una planta totalmente diáfana sin pilares estructurales intermedios. Lo consigue gracias a unas vigas de gran canto, a partir de las cuales cuelga el forjado y los muros cortina. A este edificio de una sola planta de 5,5m de altura se accede por una escalinata de piedra situada al centro de la obra.



FIG.06.Crown Hall



FIG.07. Galería Nacional

Finalmente, Mies deja el Instituto de Tecnología de Illinois en 1959 y, en los siguientes años, elabora proyectos como Lafayette Park en Detroit (1960-63) y La Neue National Galerie (1962-68). En este último, construido en acero y vidrio sobre una base de granito, presta una especial atención en la unificación de todos los elementos del edificio: baldosas del pavimento que coinciden en sus cruces con el arranque de los pilares y de los vidrios, etc.

En 1969 Mies van der Rohe muere dejándonos valiosas lecciones como "*menos es más*" y "*Dios está en los detalles*", resumiendo así su estilo y lenguaje arquitectónico.

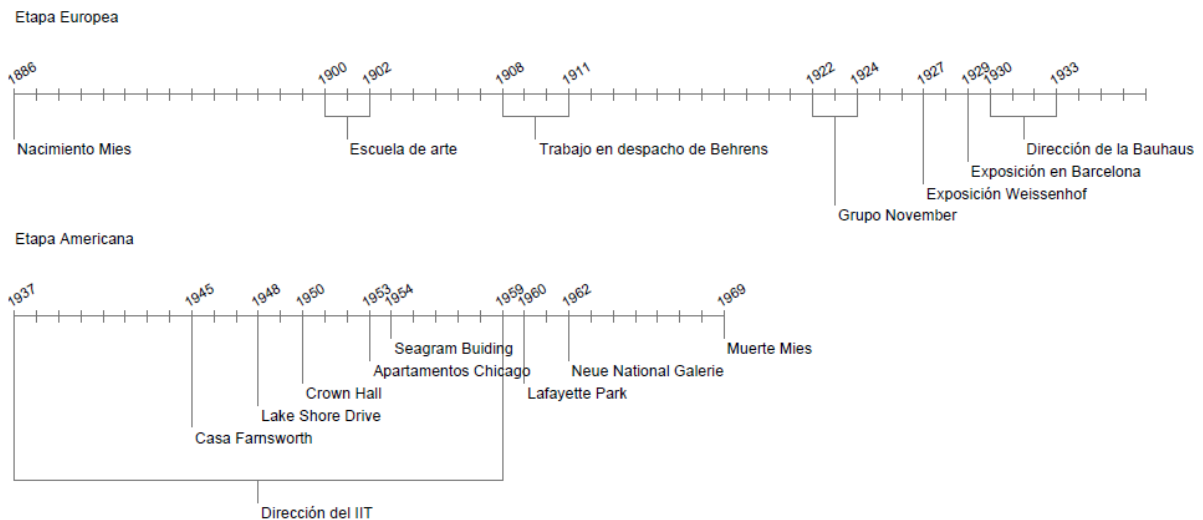


FIG.08. Eje cronológico de la vida y trabajo de Mies van der Rohe

2. 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO

2.2.1. EMPLAZAMIENTO:

Un incendio arrasó gran parte de Chicago en 1871 y muchos arquitectos participaron en la reconstrucción de la ciudad. Como solución al crecimiento de la población se proyectaron edificios con mucha altura para aprovechar el suelo al máximo. De esta forma surge el Lake Shore Drive en Chicago en 1951.

Los apartamentos Lake Shore Drive están situados a orillas del lago Míchigan en el tramo norte de la carretera Lake Shore Drive, en Chicago (Illinois). Mies se acercó al emplazamiento triangular colocando los dos edificios de apartamentos perpendiculares entre ellos, buscando las vistas del lago Michigan y de la concurrida vida del centro de Chicago Loop, que se encuentra al suroeste de las torres.

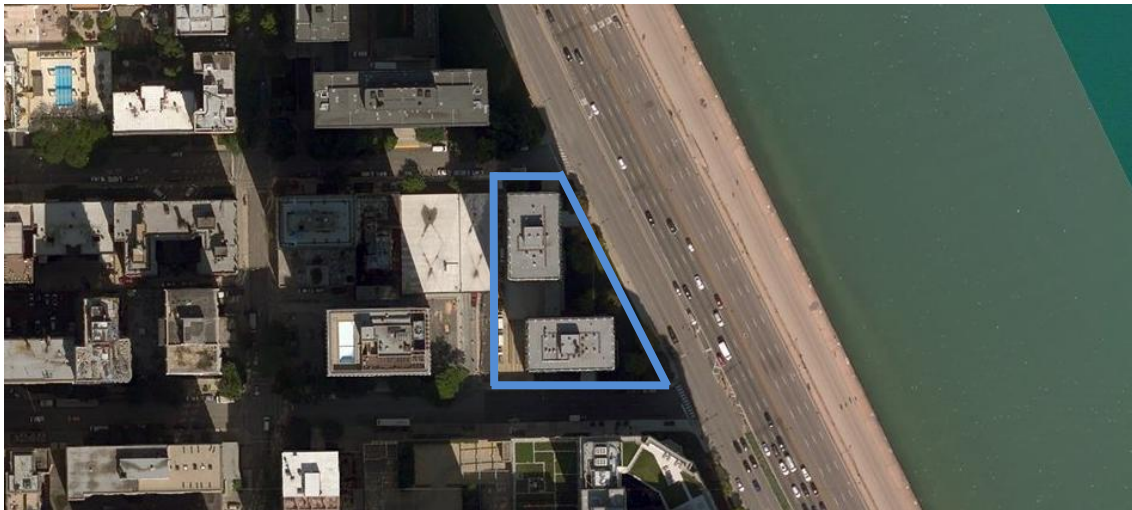


FIG.09.Emplazamiento de los apartamentos Lake Shore Drive

El ángulo recto que forman los edificios genera una plaza a nivel de suelo. La planta baja se desarrolla en base a dos operaciones: la primera, el retranqueo de la envolvente en planta baja para dotar de ligereza al volumen; y la segunda, unir ambas torres mediante una marquesina, cuya única función es "*marcar la espiritualidad de este lugar*".



FIG. 10. Marquesina de unión de las torres

2.2.2. COMPOSICIÓN:



FIG.11. Apartamentos Lake Shore Drive

El conjunto está formado por dos torres idénticas de 26 plantas unidas por dos plantas de sótano. La composición del edificio se traduce en una retícula en tres dimensiones proyectada por pilares y vigas de acero. Mies simplifica la estructura hasta el límite con el deseo de mostrar el carácter interno del esqueleto de acero. Sin embargo, esta intención de enseñar la estructura se convirtió en un problema debido a la reglamentación contra incendios, pero Mies lo resolvió recubriendo los pilares de hormigón y revistiéndolo finalmente con planchas de acero.

2.2.3. FACHADA:

Todas las fachadas de las dos torres siguen la modulación de la estructura. Cada hueco de pilar a pilar de cada planta forma un módulo, que se divide en cuatro mediante montantes verticales. Finalmente, los huecos resultantes componen la piel de vidrio del edificio, siendo los huecos de los extremos del módulo ligeramente más pequeños debido a la anchura del pilar visto.

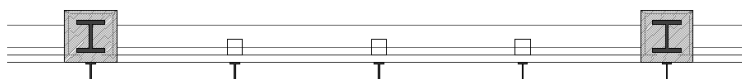
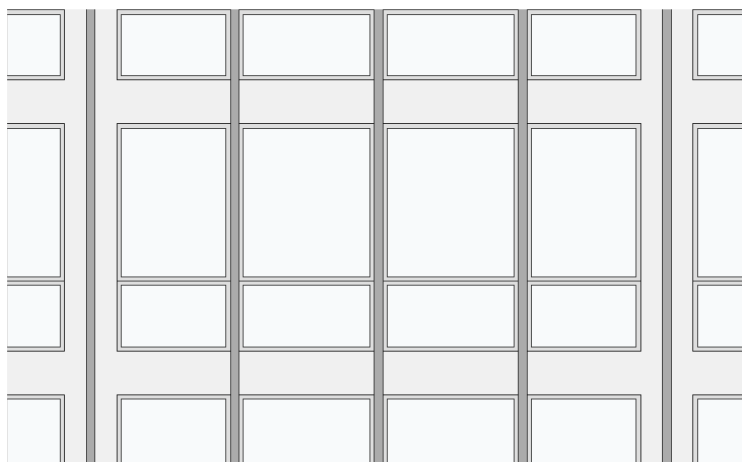


FIG.12. Módulo de fachada



FIG. 13. Fase de construcción

Los montantes verticales se montan en taller en grupos de cinco, estando unidos los de los extremos a la chapa metálica que recubrirá el pilar y los intermedios a dos chapas de acero coincidentes con los cantos de los forjados. Los correspondientes a los pilares ayudan a atirantar la placa con la que se reviste, manteniéndola sin ondulaciones, además de facilitar su traslado a obra puesto que ambos elementos son unidos ya en taller.

Este edificio causó controversia en la comunidad minimalista más purista debido al uso de los montantes. Mies es el autor de la famosa cita "*menos es más*", no obstante, este edificio está cubierto por perfiles verticales doble T sin función alguna. Mies explicó que los maineles no violan su filosofía en una entrevista en 1960: "*Para mí, la estructura es algo como la lógica. Es la mejor manera de hacer las cosas y expresarlas*" (Ref: *Puente Moises. "Conversations With Mies"* p31. *New York, Princeton Architectural Press, 2008*). Es decir, los montantes de sus edificios reflejan la estructura interna y, por lo tanto, dan verdad a la estética del edificio. La idea de la verdad en arquitectura es acorde a los principios de la estética del Estilo Internacional como se enseñaba en la Bauhaus.

2.2.4. CONFIGURACIÓN DEL ESPACIO:

La planta también se distribuye conjuntamente con la estructura, que genera una retícula modular. El núcleo de comunicación vertical se mantiene en el módulo central y, alrededor de éste, se ubican las piezas húmedas de las viviendas. De esta forma, el esquema en planta, al igual que en otras obras como la Casa Farnsworth, se basa en un núcleo central fijo de espacios sirvientes y todo un perímetro de vidrio reservado al resto de estancias comunicadas entre sí.



FIG. 14. Distribución de la planta

Por otra parte, en cuanto a célula residencial, este edificio constituye una nueva forma de ver la vivienda caracterizada principalmente por el aprovechamiento del espacio, proyectando lavaderos comunes y reduciendo los baños y cocinas. Por otra parte, la vivienda se distribuye de la forma más diáfana posible con el fin de dotar a toda la casa de iluminación natural y de unas vistas privilegiadas hacia el lago. Consecuentemente, la separación de las estancias es más sutil empleando elementos no constructivos. Por ejemplo, se utiliza un armario para separar la zona de dormir de la zona de estar.



FIG. 15. Vista apartamento con cocina abierta



FIG. 16. Vista apartamento con vistas al lago

2.2.5. PROGRAMA FUNCIONAL:

- 26 plantas por torre destinadas a viviendas → 52 plantas de viviendas en total.
- 8 viviendas por planta → 416 viviendas de 65 m² y 80 m²
- Planta baja:
 - Hall acceso
 - Núcleo comunicación vertical
 - Salas de reuniones
 - Plaza
 - Acceso rodado al sótano
- 2 plantas de sótano:
 - Aparcamiento: 4080 m², 88 plazas
 - Almacenamiento: 740 m²

2. 3. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

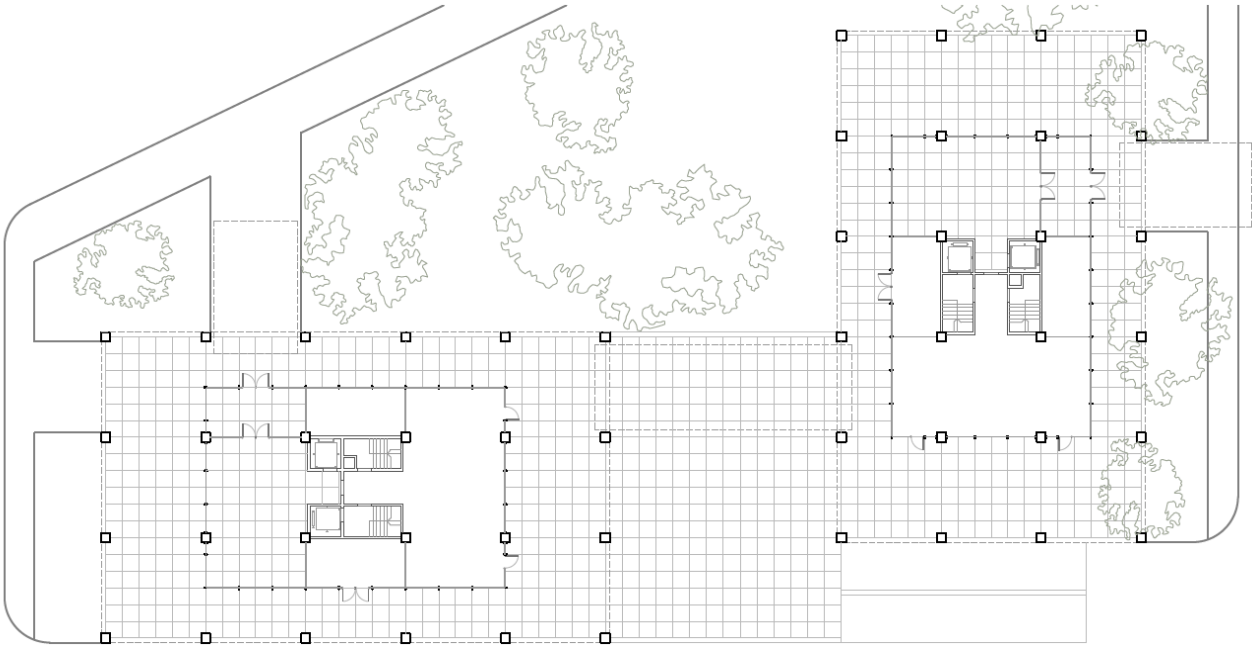


FIG. 17. Planta baja. Escala 1:500

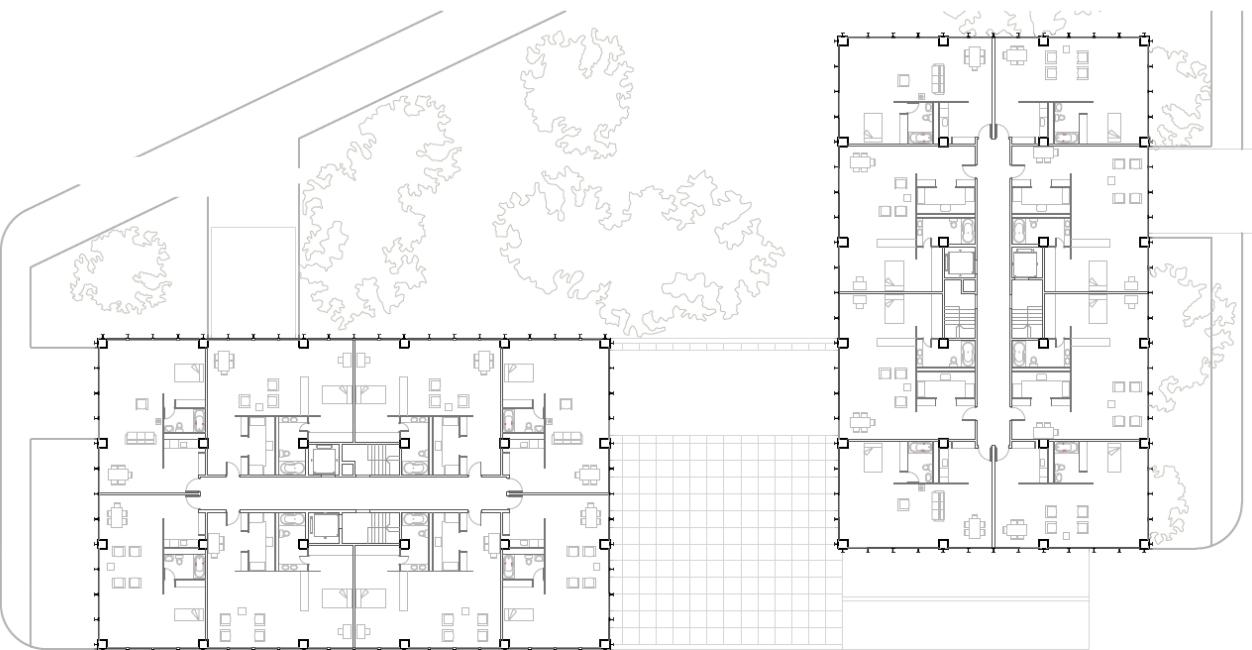


FIG. 18. Planta tipo. Escala 1:500

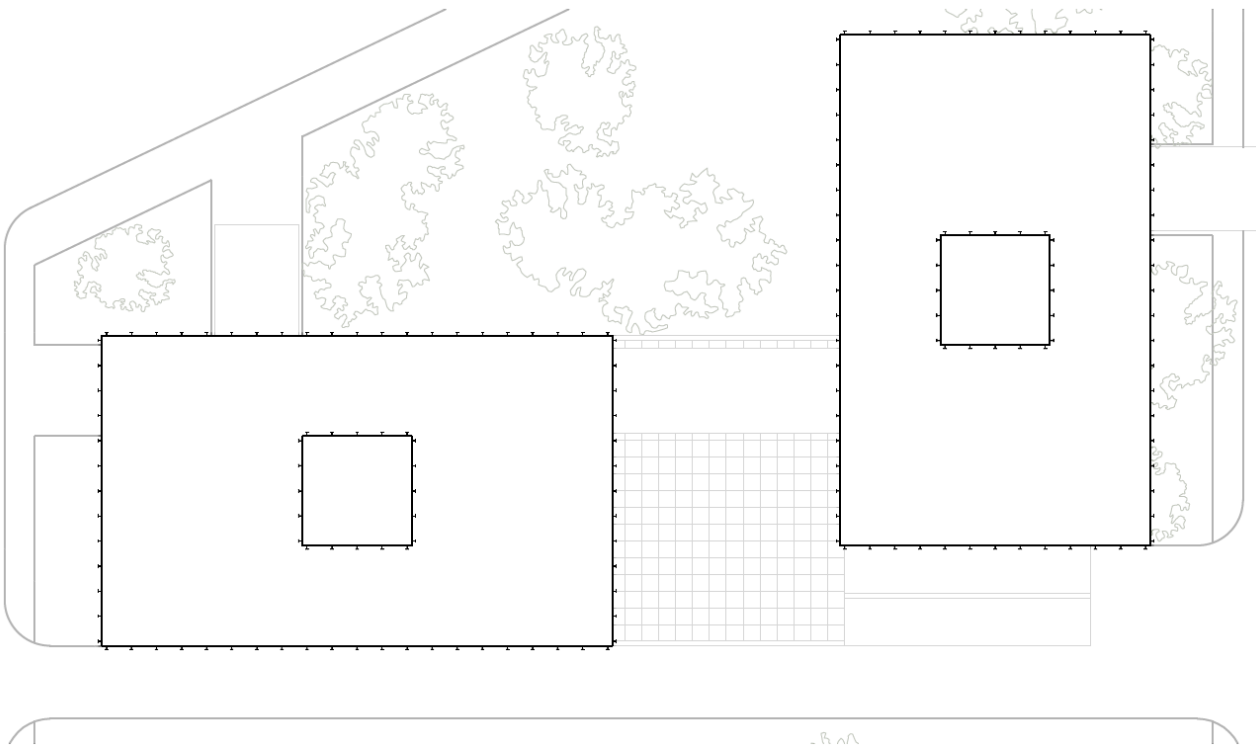


FIG.19.Planta de cubiertas. Escala 1:500

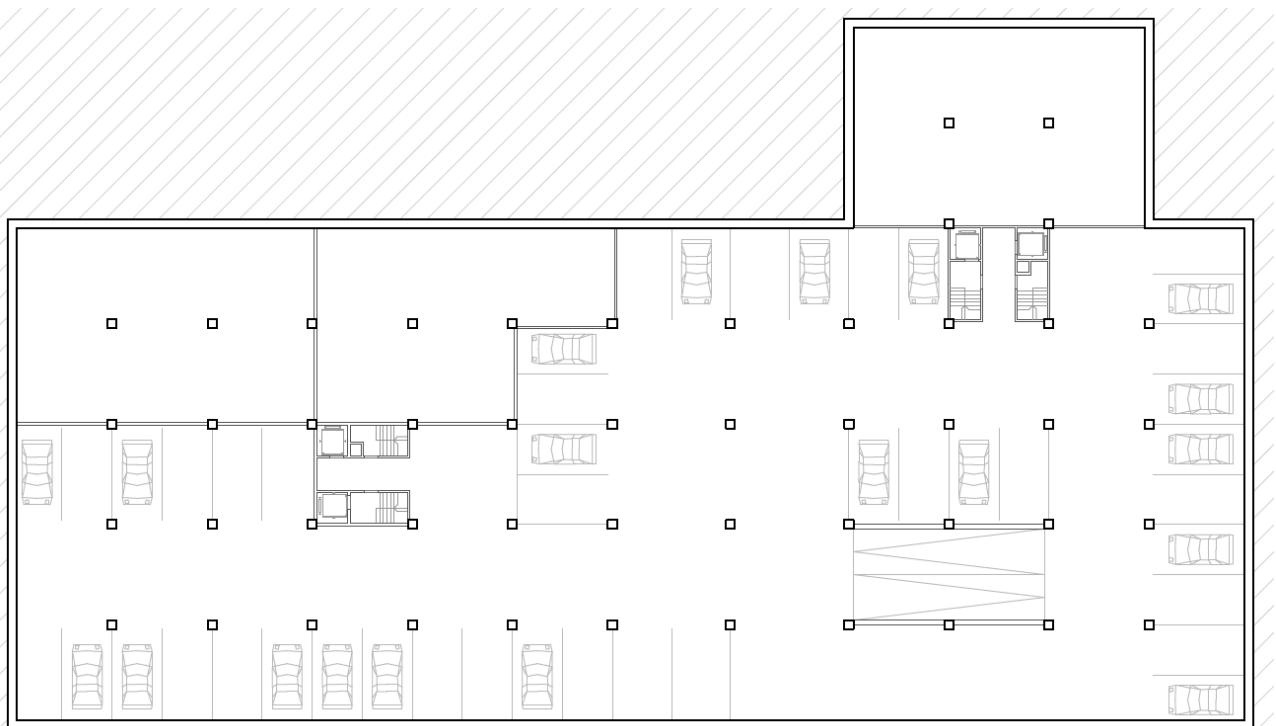


FIG.20.Planta sótano. Escala 1:500

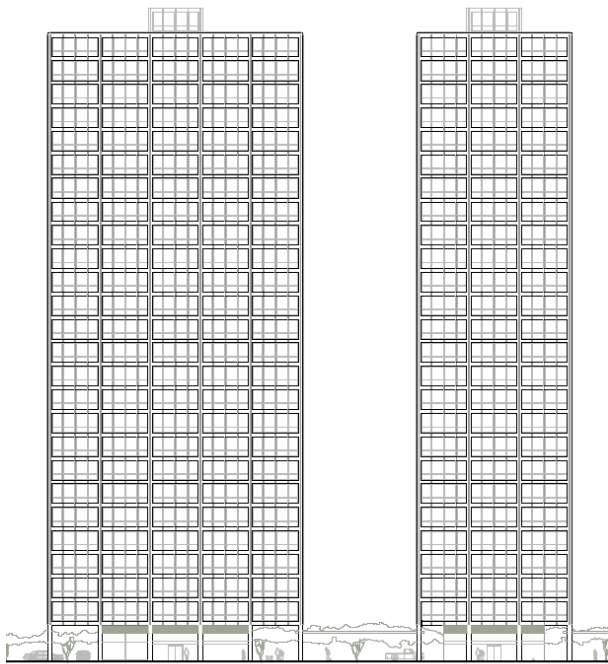


FIG.21. Alzado Sur. Escala 1:1000

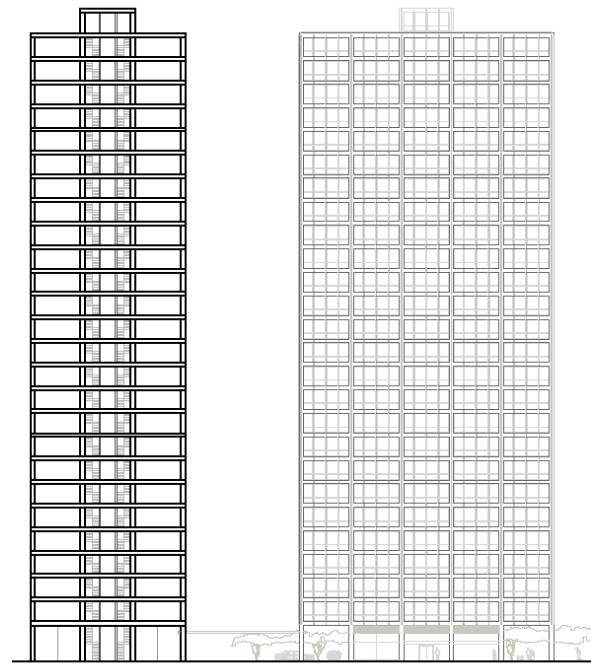


FIG.22. Sección. Escala 1:1000



FIG.23. Vista general del conjunto

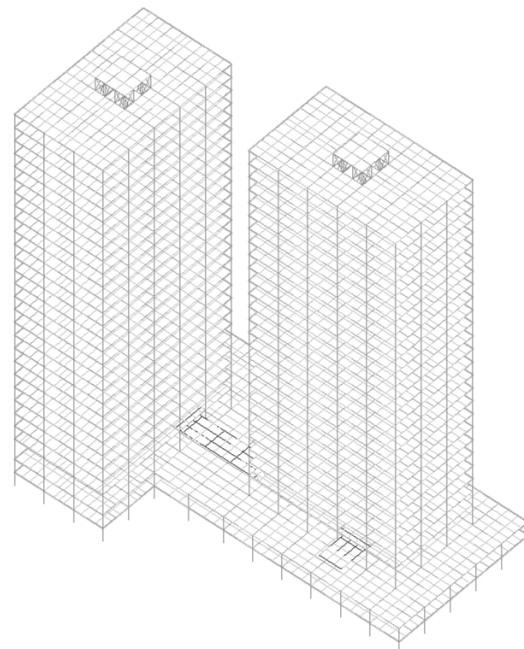


FIG.24. Representación volumétrica

3. DEFINICIÓN Y ANÁLISIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

3.1 DOCUMENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESTRUCTURA

3.1.1. FORJADO TIPO (Cotas 8,2 m - 85,0 m):

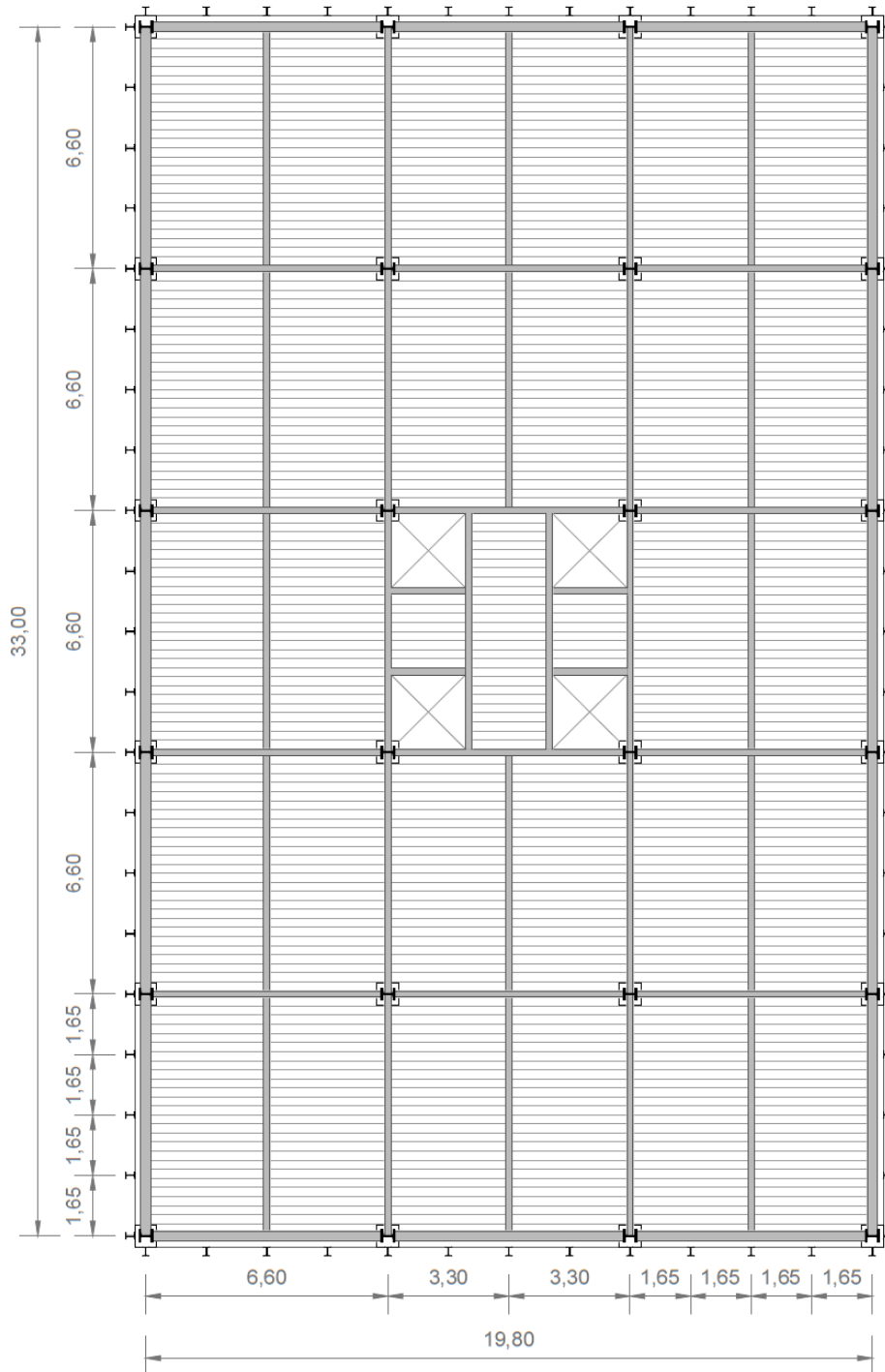


FIG.25.Planta estructural del forjado tipo. Escala 1:200

3.1.2. FORJADO PLANTA BAJA (Cota 5 m):

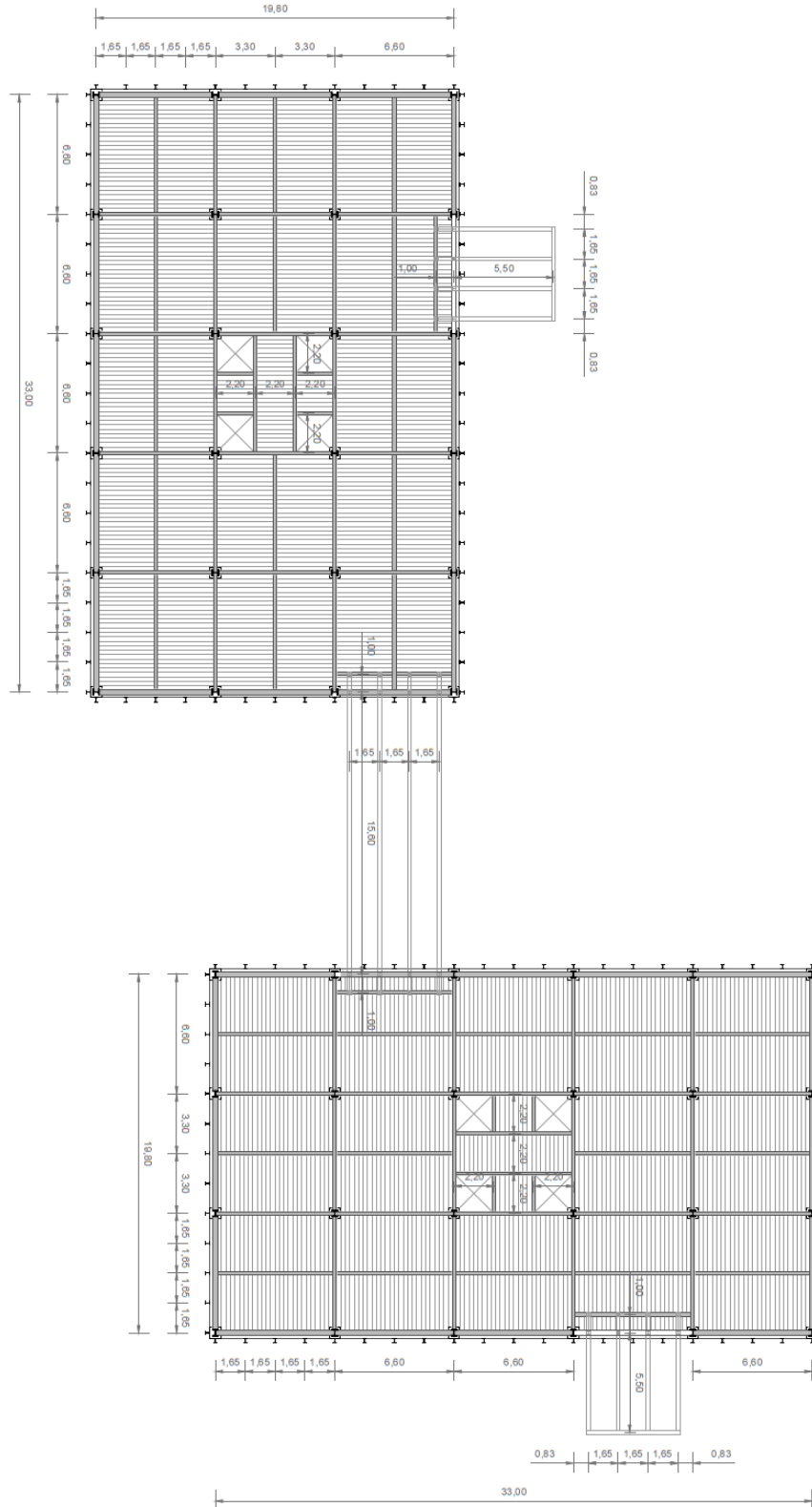


FIG.26.Planta estructural del forjado de planta baja. Escala 1:400

3.1.3. FORJADO SÓTANO (Cotas 0 m y -3,2 m):

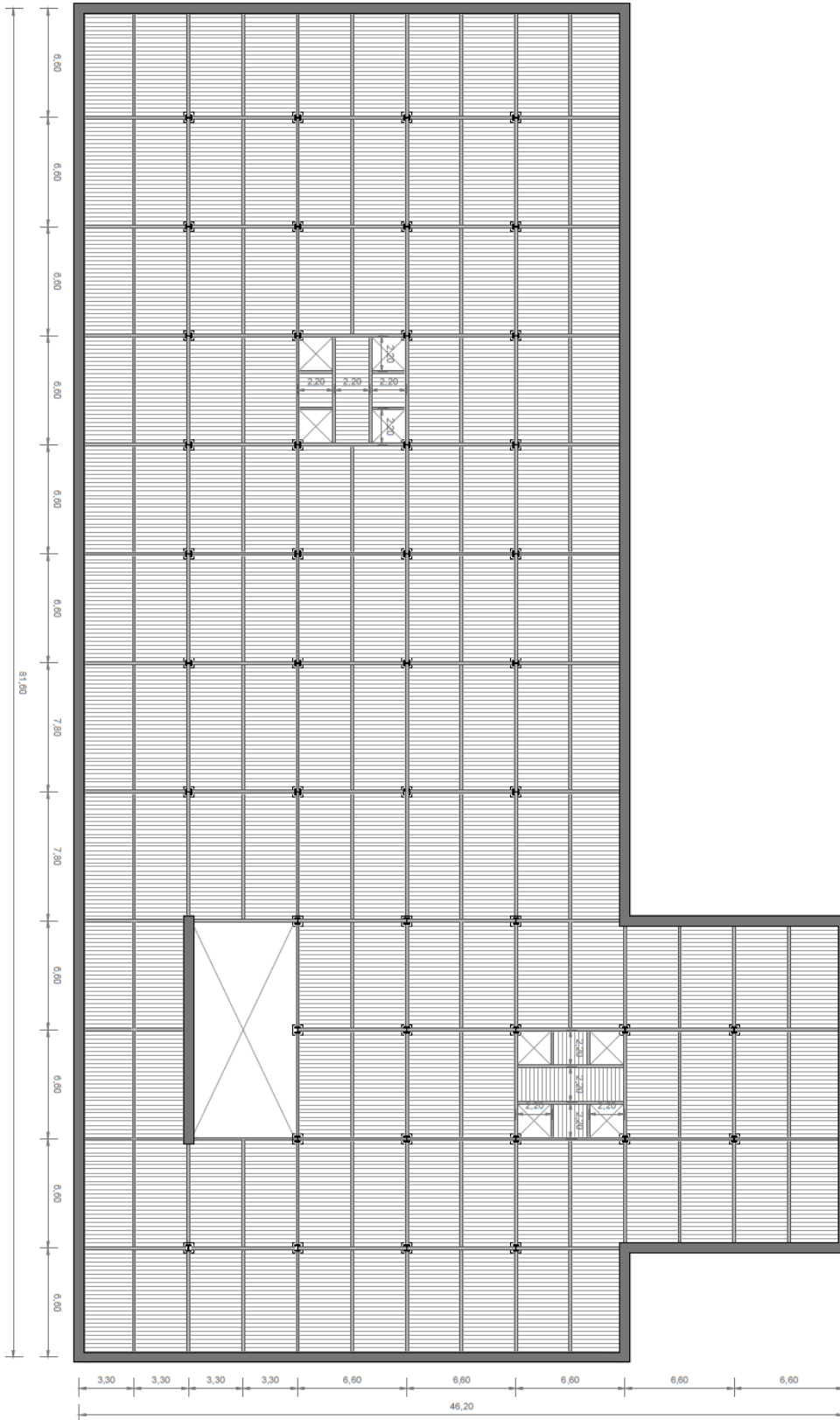


FIG.27.Planta estructural del forjado de sótano. Escala 1:400

3.1.4. SECCIÓN DE LA ESTRUCTURA:

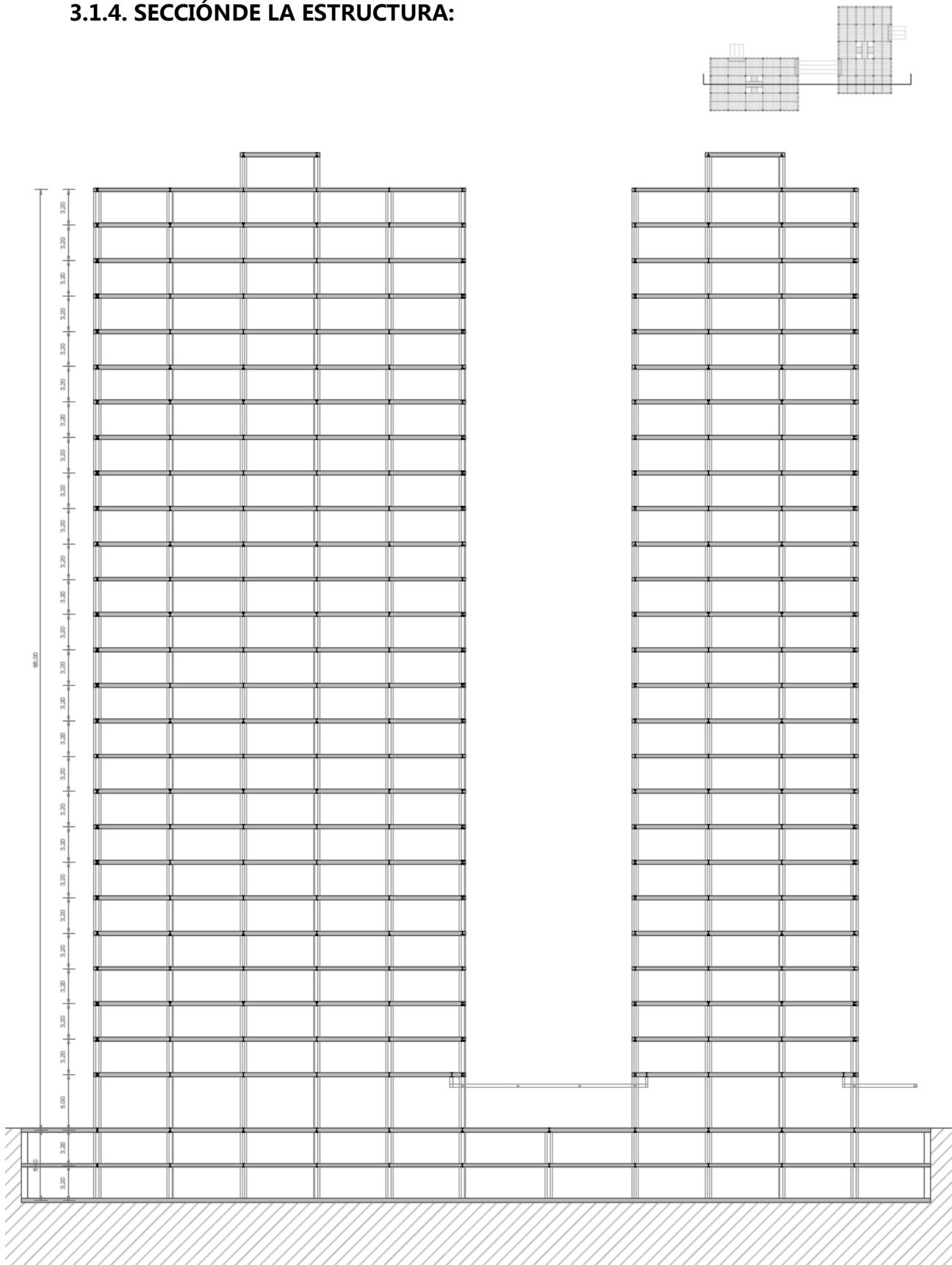


FIG.28. Sección de la estructura. Escala 1:500

3.1.5. DETALLE MARQUESINA:

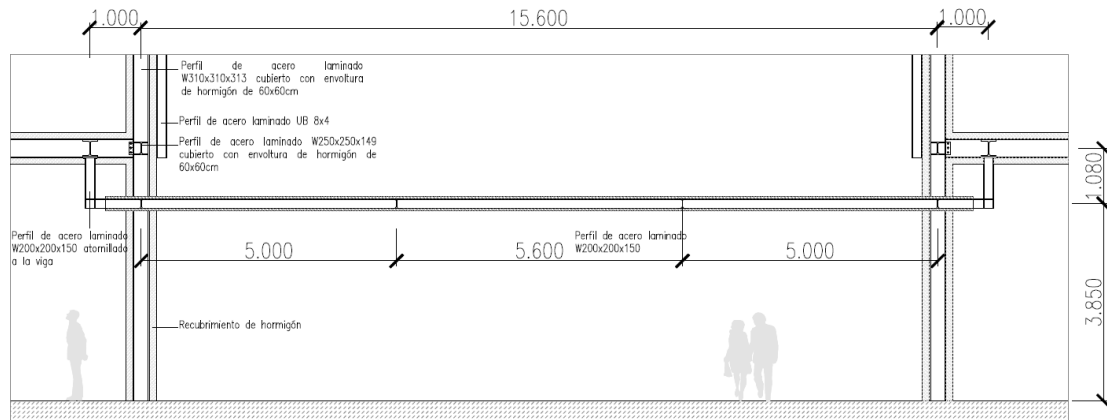


FIG.29.Marquesina. Escala 1:150

3.1.6. DETALLE VOLADIZO:

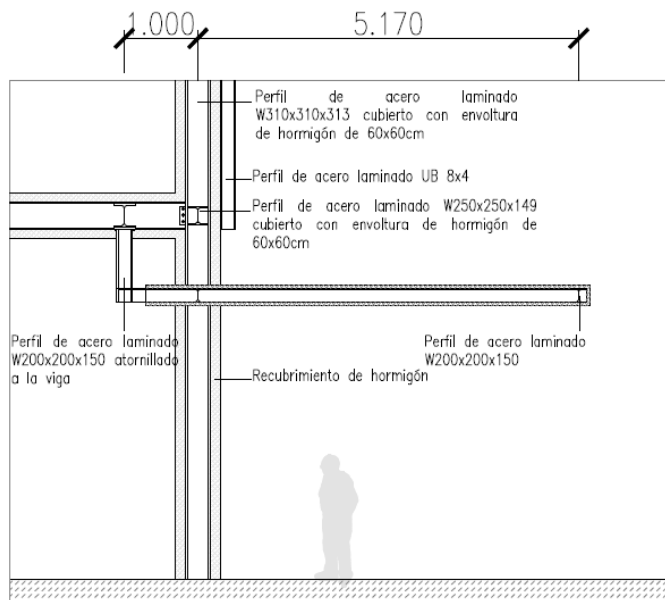


FIG.30.Voladizo. Escala 1:150

3.1.7. NÚCLEO DE COMUNICACIÓN VERTICAL

Para asegurar la estabilidad horizontal frente a esfuerzos horizontales se propone rigidizar los núcleos de comunicación vertical. Estos núcleos pueden ser muros de hormigón o pantallas trianguladas.

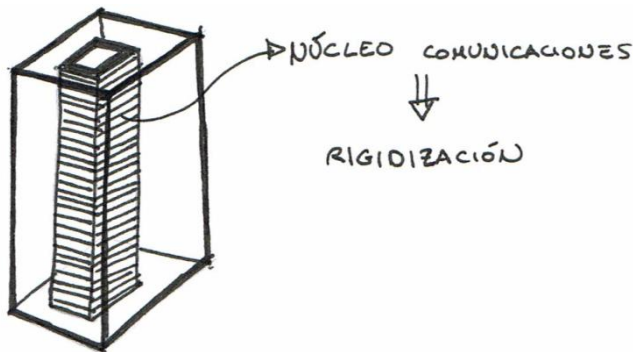


FIG.31. Esquema del núcleo de rigidización

Finalmente se ha optado por pantallas trianguladas como arriostramiento. Las cruces de San Andrés deberán ser un sistema adecuado para evitar el pandeo de la estructura bajo las cargas horizontales de viento.

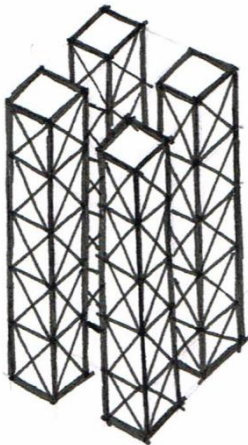


FIG.32. Núcleo de comunicación vertical



FIG.33. Detalle cruz de San Andrés

Para la materialización de las cruces de San Andrés se debe garantizar la independencia de los tirantes. En la imagen se muestra como las chapas romboidales dan continuidad a una de las diagonales, mientras la otra atraviesa por el centro.

3. 2. MEMORIA CONSTRUCTIVA

3.2.1. Vigas:

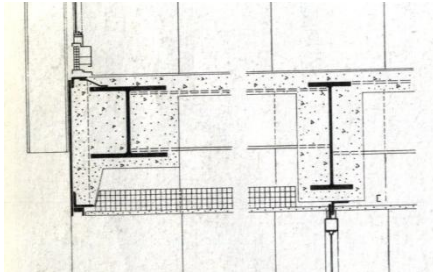


FIG.34. Detalle constructivo vigas P.Baja

- Principales: perfiles W 360 x 170 x 57,8 recubierto de hormigón
- Perimetrales: perfiles W 250 x 250 x 149, recubierto de hormigón

Denominación	Dimensiones						Dimensiones de construcción						Superficie	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
W 360 x 170 x 58 ^c	58,0	358	172	7,9	13,1	10	72,13	332,0	312,0	M22	84	84	1,371	24,21
W 250 x 250 x 149 ^c	149	282	263	17,3	28,4	13	189,8	225,0	199,0	M27	110	158	1,559	10,46

Denominación	Propiedades del perfil												Classification	
	eje fuerte y-y						eje débil z-z						EN 1993-1-1: 2005	
	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ♦	i _y	A _{cz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ♦	i _z	S _x	I _t	I _w	Pure bending y-y	Pure compression
	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355
W 360 x 170 x 58 ^c	16040	896,2	1009	14,91	30,73	1113	129,4	199,5	3,93	45,82	33,46	330,4	1	1
W 250 x 250 x 149 ^c	25940	1840	2129	11,69	52,63	8622	655,7	1001	6,74	89,30	456,5	1384	1	1

FIG.35. Extracto de prontuario de perfiles laminados americanos Arcelor Mittal

Para las comprobaciones en el programa Architrave se realizara una conversión a perfiles europeos en función de su área e inercia:

W 360 x 170 x 57,8 → IPE 360

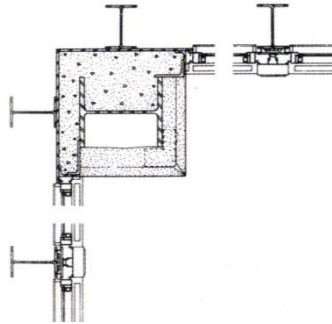
W 250 x 250 x 149 → HEB 400

Denominación	Dimensiones						Dimensiones de construcción						Superficie	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41

Denominación Designation Designazione	Propiedades del perfil / Section properties / Proprietà geometriche del profilo												Classification		
	eje fuerte y-y strong axis y-y asse forte y-y						eje débil z-z weak axis z-z asse debole z-z						EN 1993-1-1: 2005		
G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ♦	i _y	A _{cz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ♦	i _z	S _x	I _t	I _w	Pure bending y-y	Pure compression	
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1

FIG.36. Extracto de prontuario perfiles laminados europeos Arcelor Mittal

3.2.2. Pilares:



· Perfiles W 310 x 310 x 313 recubiertos de hormigón
y revestido de chapa metálica en el exterior

FIG.37.Detalle constructivo pilar

Denominación	Dimensiones						Dimensiones de construcción						Superficie	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
W 310 x 310 x 313*	313	374	325	30,0	48,3	15	399,1	277,1	247,1	M27	124	220	1,962	6,263

Denominación	Propiedades del perfil / Section properties / Proprietà geometriche del profilo													Classification					
	eje fuerte y-y						eje débil z-z							EN 1993-1-1: 2005		A913			
	Pure bending y-y		Pure compression																
I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ♦	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ♦	i _z	s _x	l _t	l _w	S235	S355	S460	S235		S355	S460	
mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁵ x10 ⁹								
W 310 x 310 x 313*	89560	4789	5716	14,98	114,1	27700	1705	2617	8,33	144,2	2742	7329	1	1	1	1	1	1	✓

FIG.38.Extracto de prontuario perfiles laminados americanos Arcelor Mittal

Denominación	Dimensiones						Dimensiones de construcción						Superficie	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
HE 1000 B	314	1000	300	19	36	30	400,0	928	868	M 27	134	198	3,110	9,905

Denominación Designation Designazione	Propiedades del perfil / Section properties / Proprietà geometriche del profilo													Classification								
	eje fuerte y-y strong axis y-y asse forte y-y						eje débil z-z weak axis z-z asse debole z-z							EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009				
	Pure bending y-y		Pure compression																			
G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ♦	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ♦	i _z	s _x	l _t	l _w	S235	S355	S460				S235	S355	S460	
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁵ x10 ⁹										
HE 1000 B	314	644700	12890	14860	40,15	212,5	16280	1085	1716	6,38	126,1	1254	37640	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI

FIG.39.Extracto de prontuario perfiles laminados europeos Arcelor Mittal

W 310 x 310 x 313 →HEB 1000

Esta sección corresponde a un pilar de una planta tipo. Dado que la sección de los pilares varía con la altura, se va reduciendo el tamaño hacia las plantas superiores para las comprobaciones con Architrave. Se propone utilizar HEB en 10 primeras plantas, HEB 800 en las cuatro siguientes, HEB 600 en las cuatro siguientes, HEB 340 en las cuatro siguientes y HEB 220 en las cuatro últimas.

3.2.3. Voladizos y marquesina: Perfil W 200 x 200 x100

Denominación	Dimensiones						Dimensiones de construcción						Superficie					
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t				
W 200 x 200 x 100*	100	229	210	14,5	23,7	10	126,7	181,1	161,1	M24	102	116	1,252	12,58				
Denominación Designation Designazione (Imperial)	Propiedades del perfil / Section properties / Proprietà geometriche del profilo												Classification EN 1993-1-1: 2005					
	eje fuerte y-y strong axis y-y asse forte y-y						eje débil z-z weak axis z-z asse debole z-z						Pure bending y-y		Pure compression		A913	
l _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{vz} mm ² x10 ²	l _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _s mm	l _t mm ⁴ x10 ⁴	l _w mm ⁶ x10 ⁹	S235 S355	S460 S235	S355 S460	EN 10025-2: 2004 EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009		
W 200 x 200 x 100*	11330	989,1	1149	9,45	35,33	3663	348,9	532,9	5,38	73,60	211,3	385,5	1	1	1	1	1	✓

FIG.40.Extracto de prontuario perfiles laminados americanos Arcelor Mittal

Para las comprobaciones en el programa Architrave se realizara una conversión aproximada a perfiles europeos en función de su área e inercia:

W 200 x 200 x 100 → HEB 280

Denominación	Dimensiones						Dimensiones de construcción						Superficie								
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t							
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69							
Denominación	Propiedades del perfil / Section properties / Proprietà geometriche del profilo												Classification EN 1993-1-1: 2005								
	eje fuerte y-y strong axis y-y asse forte y-y						eje débil z-z						Pure bending y-y		Pure compression						
G kg/m	l _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{vz} mm ² x10 ²	l _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _s mm	l _t mm ⁴ x10 ⁴	l _w mm ⁶ x10 ⁹	S235 S355	S460 S235	S355 S460	EN 10025-2: 2004 EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009				
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

FIG.41.Extracto de prontuario perfiles laminados europeos Arcelor Mittal

3.2.4. Forjado: mixto de chapa colaborante + capa de compresión de hormigón

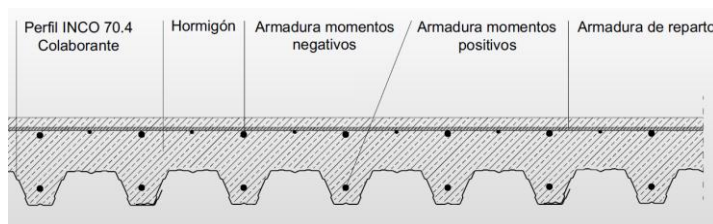
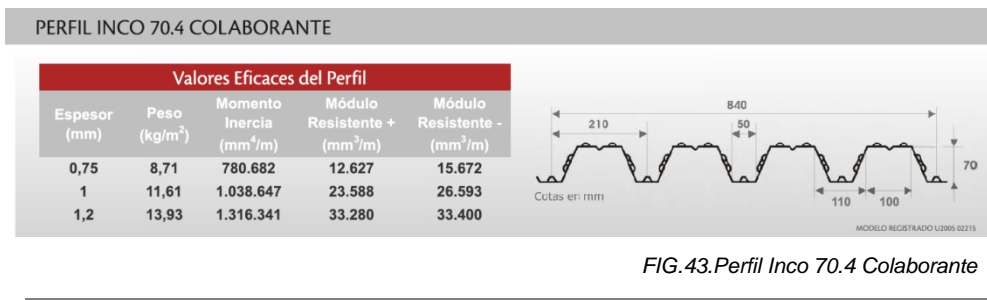
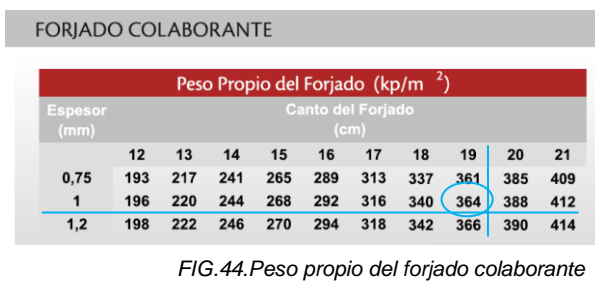


FIG.42.Forjado mixto de chapa colaborante y hormigón

- Chapa colaborante de 1 mm de espesor



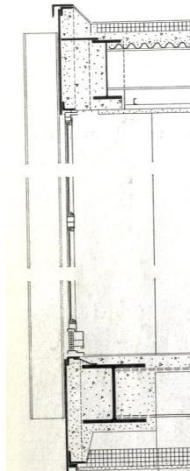
- Capa de compresión de hormigón de 14 cm
- Refuerzos inferiores solo en tramos extremos de luces 5,70m
- 2 o 8mm por módulo; L = 350cm
- Armadura de reparto: o 4mm 200 x 300



Se ha realizado un predimensionado del canto del forjado en función de la luz que salva y de la carga permanente y sobrecarga de uso, considerando un canto total H de 0,19 m para todos los forjados del edificio.

Peso específico del forjado colaborante: $364 \text{ Kp/m}^2 = 3,64 \text{ KN/ m}^2$

3.2.5. Cerramiento exterior:



Peso específico del muro cortina: 0,75 KN/m².

FIG.45.Cerramiento muro cortina

3.2.6. Particiones:

- Tabiquería interior de 100 mm de espesor:

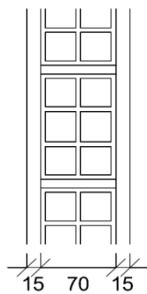


FIG.46.Tabiquería interior

Enlucido de yeso: 0,15 KN/m²

Ladrillo hueco de 7 cm x 12 KN/m³: 0,84 KN/m²

Enlucido de yeso: 0,15 KN/m²

Total tabique: 1,14 KN/m²

- Muro de separación de viviendas de 200 mm de espesor:

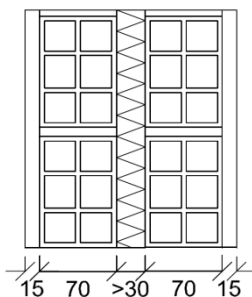


FIG.47.Tabiquería sep.

Enlucido de yeso: 0,15 KN/m²

Ladrillo hueco de 7cm x 12 KN/m³: 0,84 KN/m²

Aislante térmico: 0,06 KN/m²

Ladrillo hueco de 7cm x 12 KN/m³: 0,84 KN/m²

Enlucido de yeso: 0,15 KN/m²

Total tabique: 2,04 KN/m²

4. EVALUACIÓN DE CARGAS

4. 1. ACCIONES PERMANENTES:

Las acciones expuestas a continuación son extraídas del Anejo C del documento CTE DB SE-AE, a excepción del forjado colaborante, que se han tomado de un catálogo comercial de INCOPERFIL. Aunque éstas no fueran las mismas consideraciones tomadas en el momento de elaborar el proyecto del Lake Shore Drive, ayudarán a evaluar el funcionamiento del sistema estructural desde un punto de vista actual.

· Forjado mixto de chapa colaborante y capa de compresión de hormigón:	
· Peso propio forjado (Fig.42):	3,64 KN/ m ²
· Pavimentos:	
· Pavimento cerámico o madera para vivienda:	1,00 KN/ m ²
· Pavimento de placas de piedra para zonas comunes:	1,50 KN/ m ²
· Terreno (20,0 KN/ m ³ X 0,15 m de espesor):	3,00 KN/ m ²
· Falso techo de escayola:	0,20 KN/ m ²
<hr/>	
TOTAL VIVIENDAS:	4,84 KN/ m ²
TOTAL ZONAS COMUNES:	5,34 KN/ m ²
TOTAL ZONA AJARDINADA:	6,64 KN/ m ²
TOTAL ZONA APARCAMIENTO:	3,64 KN/ m ²
· Escalera: losa de hormigón de 20 cm:	5,00 KN/ m ²
· Tabiquería interior (1,14 KN/m X 3,20m de altura):	3,65 KN/ m
· Muro separación viviendas:	
· Planta tipo (2,04 KN/m ² X 3,20m de altura):	6,53 KN/ m
· Planta baja (2,04 KN/m ² X 5,00m de altura):	10,2 KN/ m
· Cerramiento muro cortina (0,75 KN/m ² X 3,20m de altura):	2,40 KN/ m
· Acristalamiento PB de 5mm (0,25 KN/m ² X 5,00m de altura):	1,25 KN/ m

- FORJADO DE CUBIERTA (Cota 85,0 m):

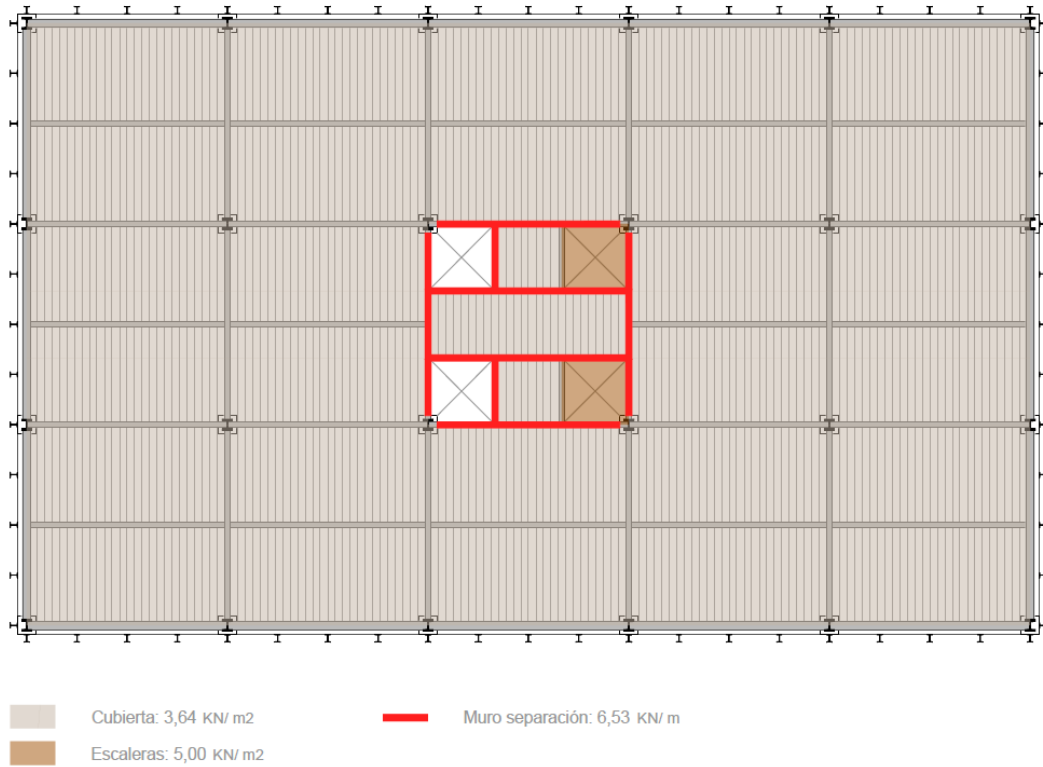


FIG.48. Acciones permanentes en forjado de cubierta. Escala 1:250

- FORJADO TIPO (Cotas 8,2 m - 81,8 m):

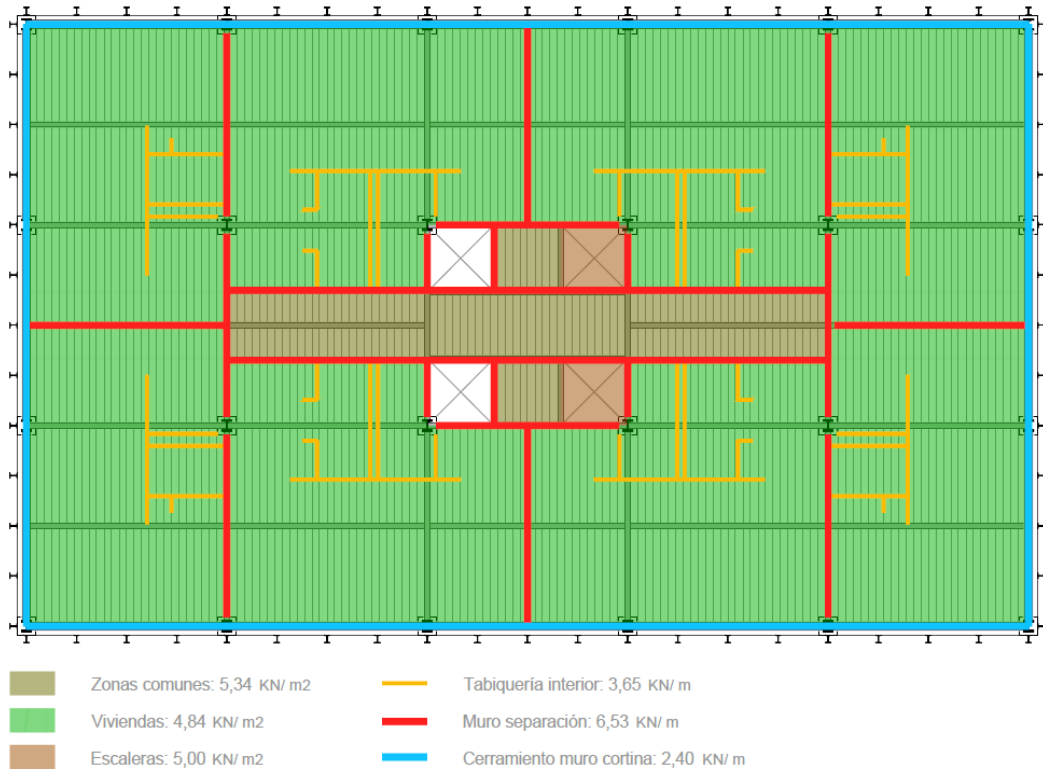


FIG.49. Acciones permanentes en forjado tipo. Escala 1:250

- FORJADO PLANTA BAJA (Cota 5 m):

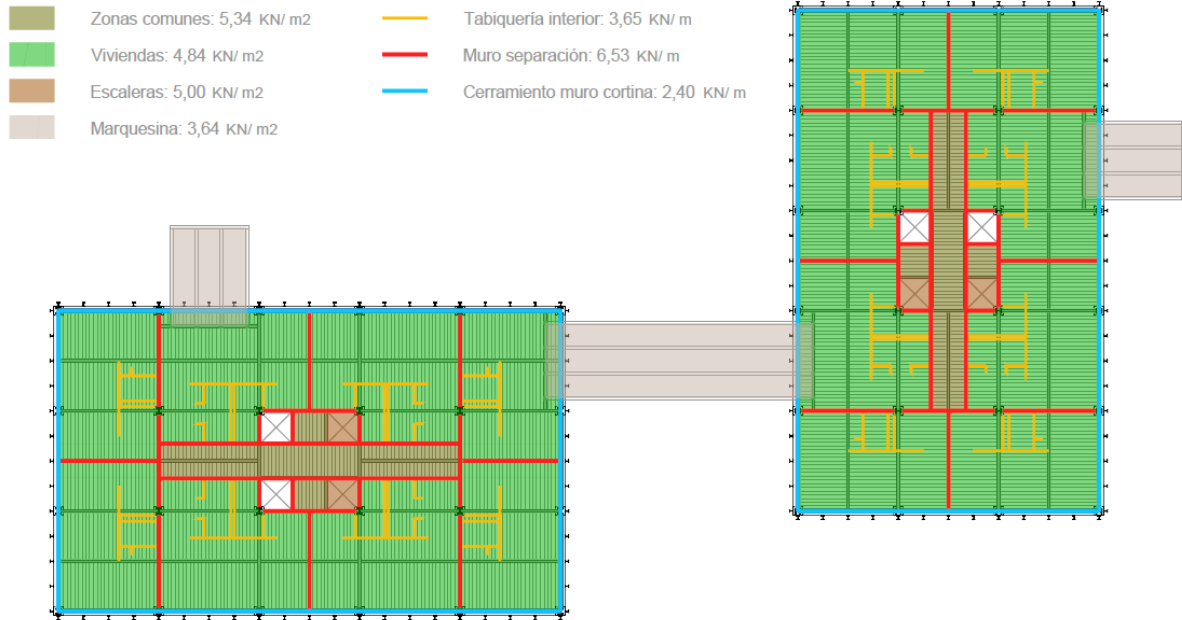


FIG.50. Acciones permanentes en forjado de planta baja. Escala 1:500

- FORJADO SÓTANO -1 (Cota 0 m):

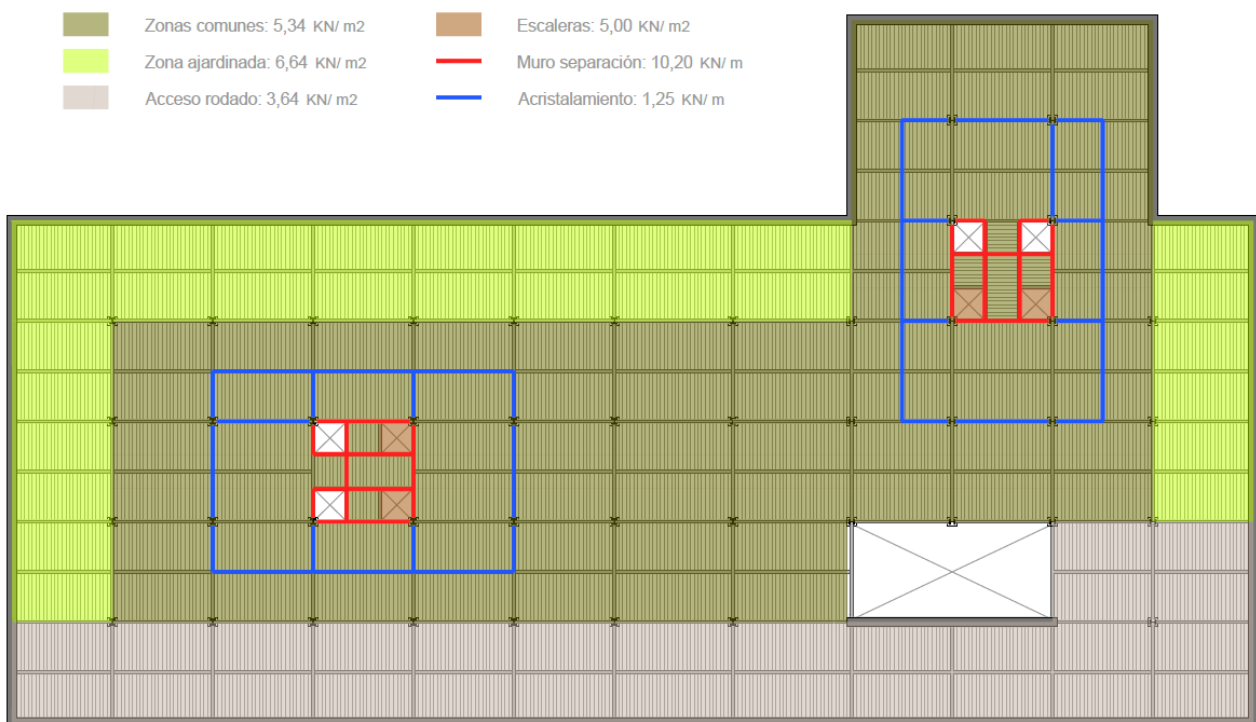


FIG.51. Acciones permanentes en forjado de sótano -1. Escala 1:500

- FORJADO SÓTANO -2 (Cota -3,2 m):

- Acceso rodado: 3,64 KN/ m²
- Escaleras: 5,00 KN/ m²
- Muro separación: 10,20 KN/ m

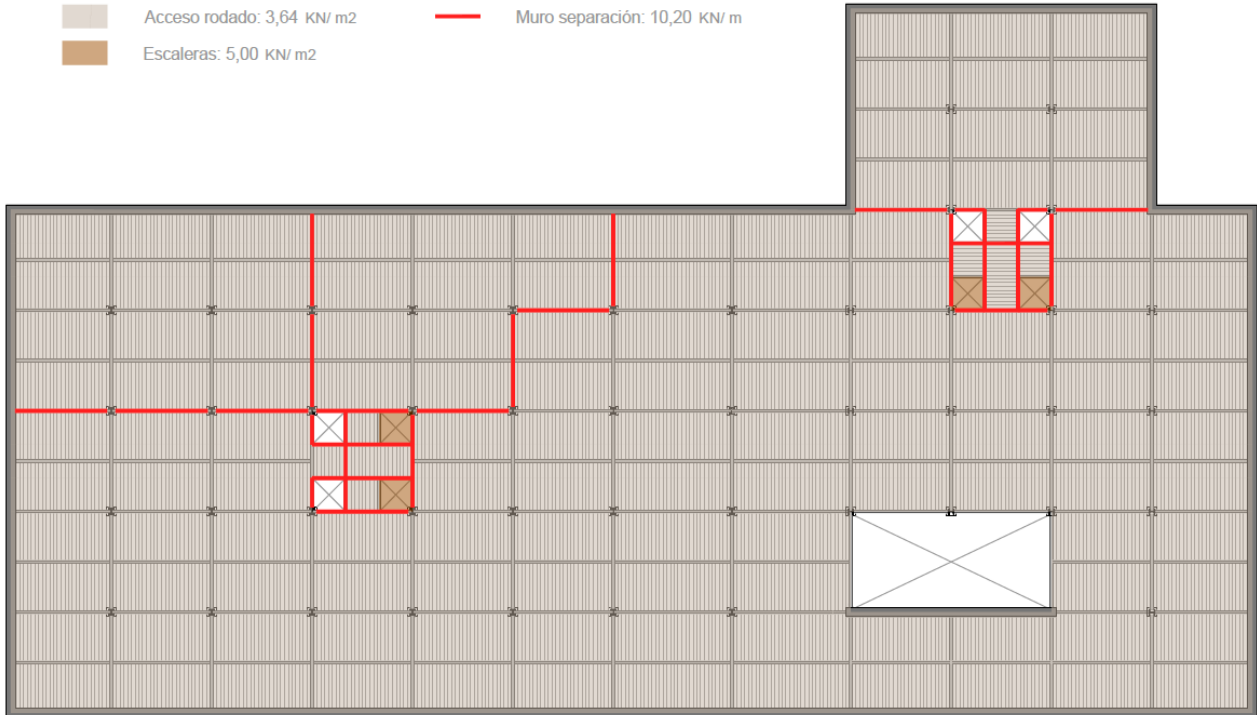


FIG.52. Acciones permanentes en forjado de sótano -2. Escala 1:500

4. 2. ACCIONES VARIABLES I: SOBRECARGA DE USO:

- FORJADO DE CUBIERTA (Cota 85,0 m):

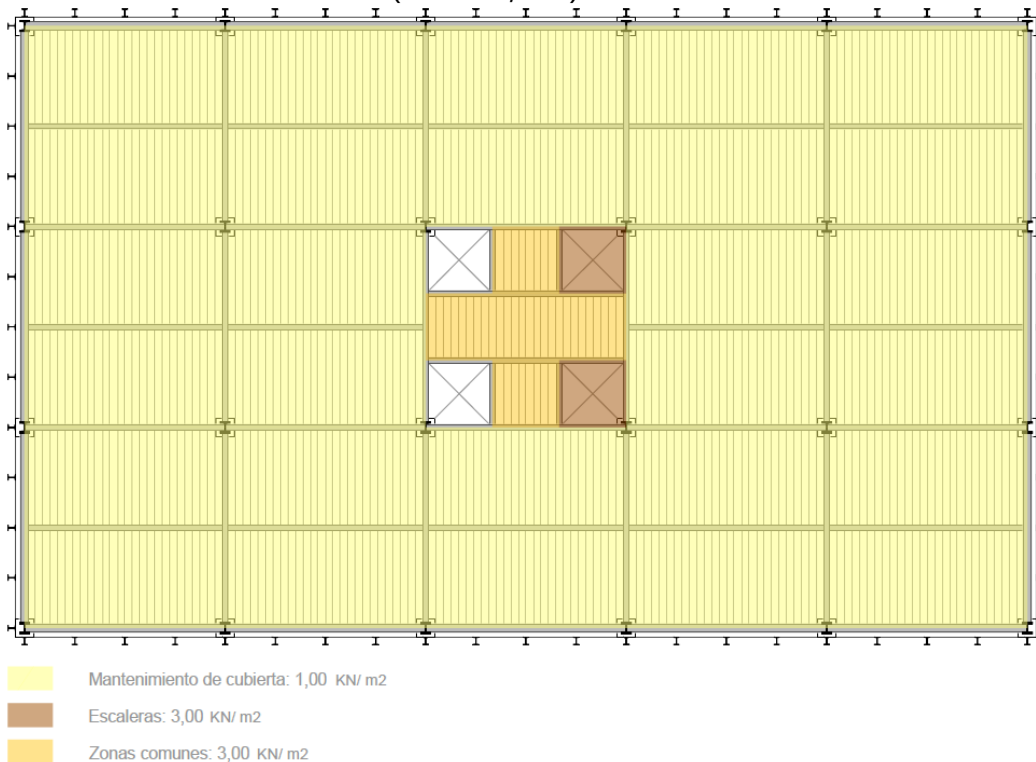


FIG.53. Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado de cubierta. Escala 1:250

- **FORJADO TIPO** (Cotas 8,2 m - 81,8 m):

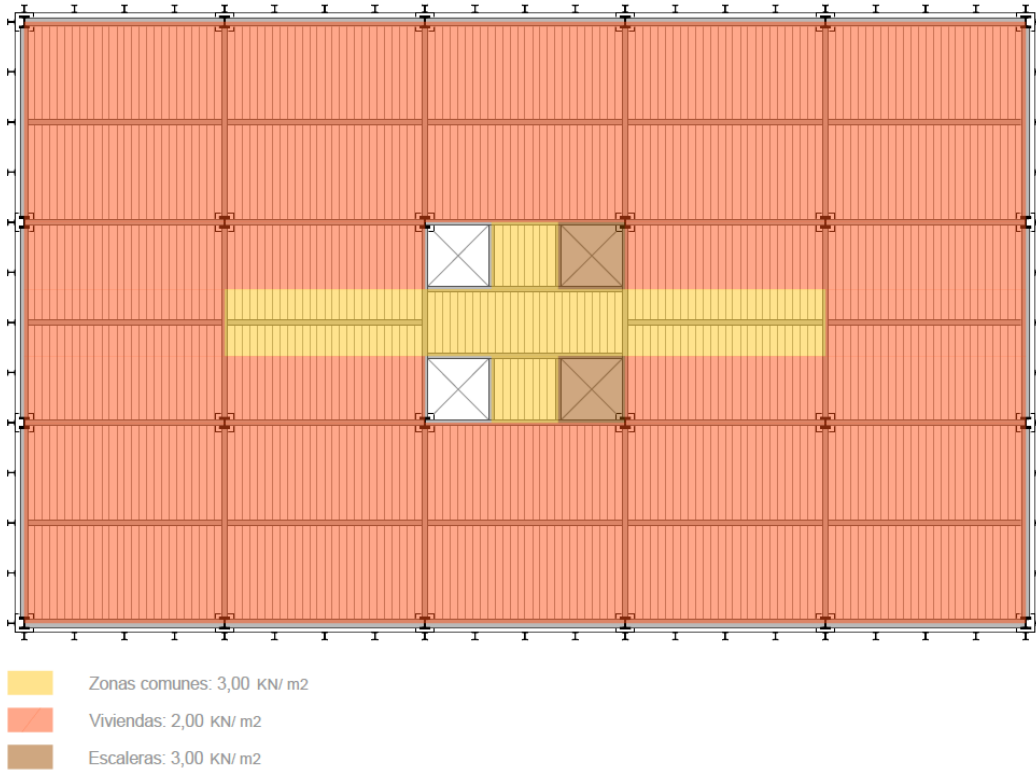


FIG.54. Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado tipo. Escala 1:250

- **FORJADO PLANTA BAJA** (Cota 5 m):

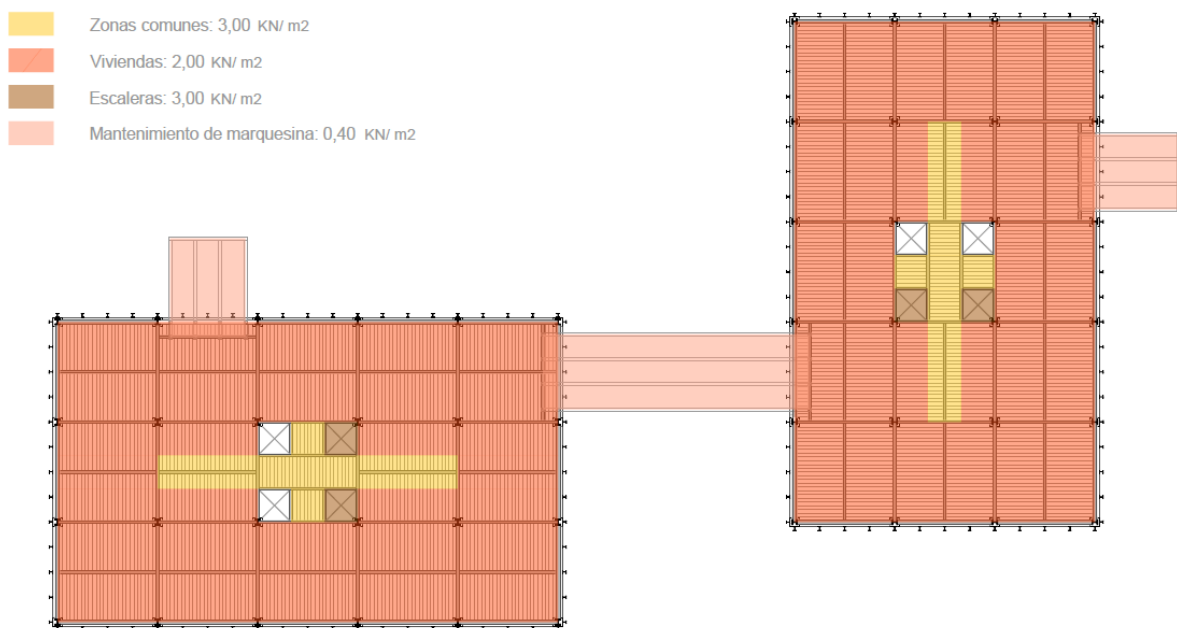


FIG.55. Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado de planta baja. Escala 1:500

- FORJADO SÓTANO -1 (Cota 0 m):

-  Zonas comunes en planta baja: 4,00 kN/ m²
-  Acceso rodado: 4,00 kN/ m²
-  Escaleras: 3,00 kN/ m²

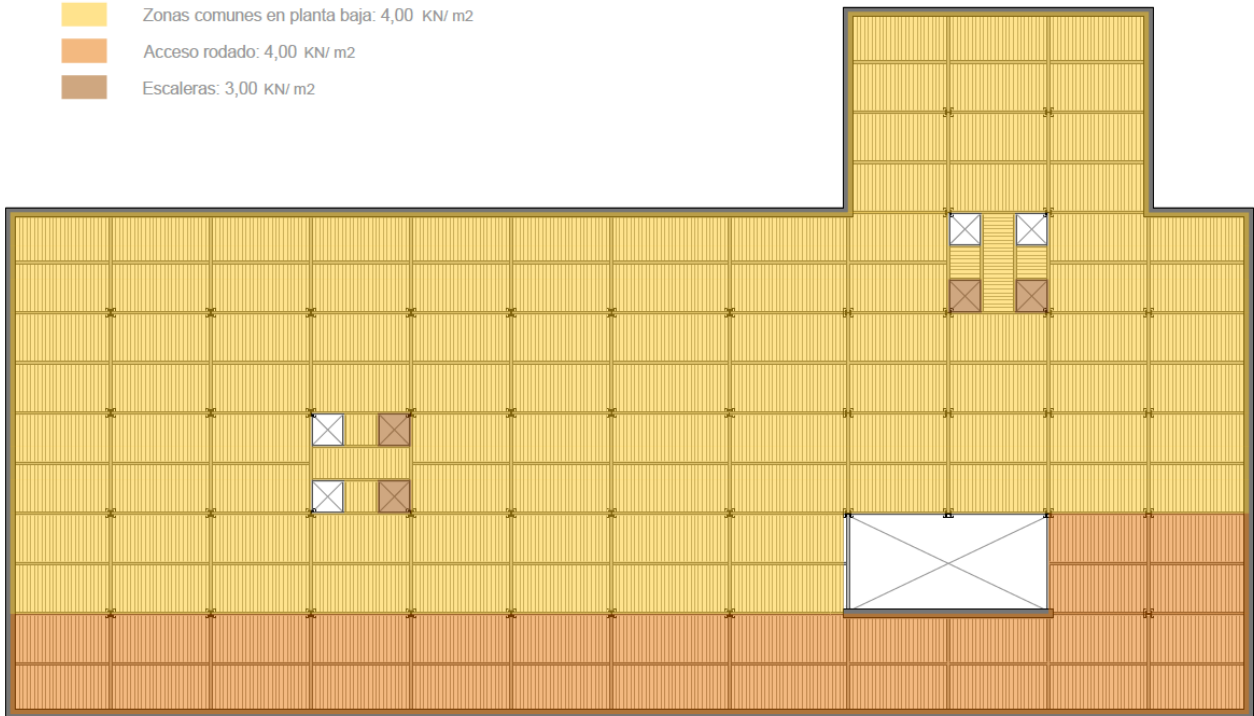




FIG.56. Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado de sótano -1. Escala 1:500

- FORJADO SÓTANO -2 (Cota -3,2 m):

-  Aparcamiento: 4,00 kN/ m²
-  Escaleras: 3,00 kN/ m²

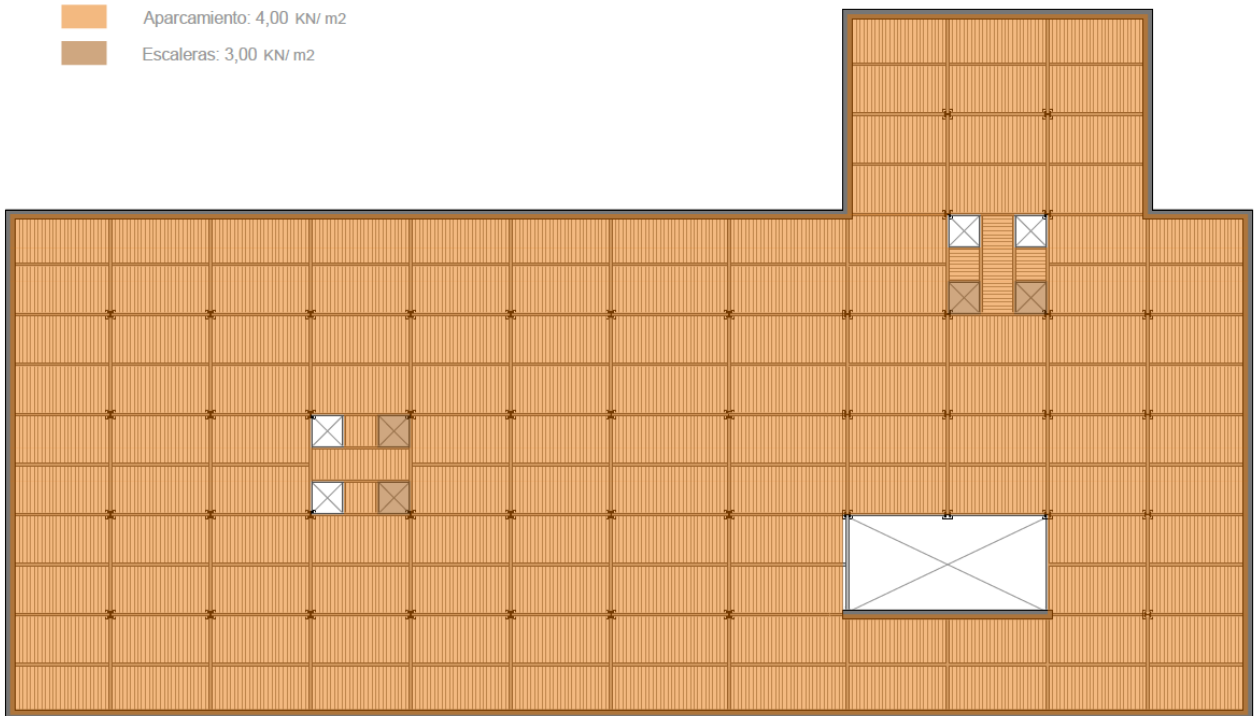


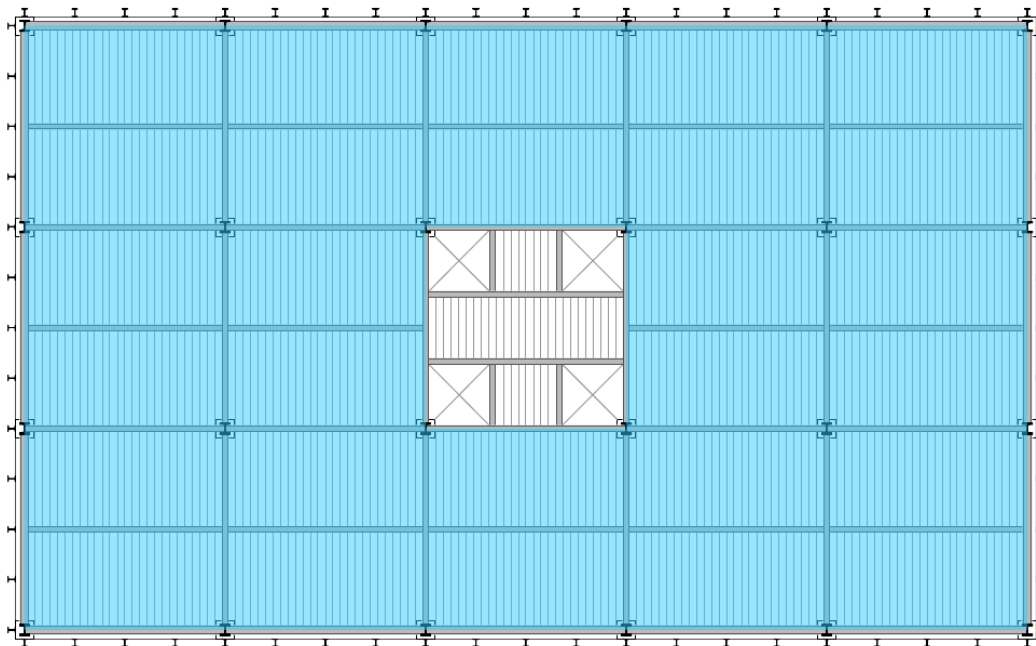
FIG.57. Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado de sótano -2. Escala 1:500

4. 3. ACCIONES VARIABLES II: CARGA DE NIEVE:

La carga total de cálculo de nieve se ha obtenido del "Chicago Code", en la parte 13 del código llamado "Buildings and Construction", en el capítulo 13-52 "Minimum Design Loads".

"Flat-Roof Snow Loads. The snow load p_f on an unobstructed flat roof shall be calculated as 25 pounds-force per square foot. "Flat" as used herein refers not just to dead-level roofs but to any roof with a slope of less than one in./ft. five degrees)."

- Valor característico de carga de nieve: 25 psf
- Conversión a KN/ m²: 25psf X 0,0479 = 1,1975 \approx 1,20 KN/ m²



Carga de nieve: 1,20 KN/ m²

FIG.58.Acciones variables: Carga de nieve en cubierta. Escala 1:250

* Las marquesinas del forjado de planta baja (Cota 5m) también recibirán la carga de nieve.

4. 4. ACCIONES VARIABLES III: CARGA HORIZONTAL DE VIENTO:

- Presión estática del viento:

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

- Presión dinámica:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

δ es la densidad del aire y depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de $1,25 \text{ Kg/ m}^3 \approx 0,0125 \text{ KN/ m}^3$

v_b es el valor básico de la velocidad del viento y se ha obtenido del "Chicago Code", en la parte 13 del código llamado "Buildings and Construction", en el capítulo 13-52 "Minimum Design Loads".

"Wind load provisions of Section 13-52-290" destination-id="JD_13-52-290">13-52-290 are based on a basic wind speed of 75 miles per hour defined as the Annual Extreme Fastest-Mile Speed ten Meters (33 feet) Above Ground."

$$v_b = 75 \text{ millas/hora} = 75 \frac{\text{millas}}{\text{hora}} \cdot \frac{1609,344 \text{ m}}{1 \text{ milla}} \cdot \frac{1 \text{ hora}}{3600 \text{ seg}} = 33,528 \text{ m/seg}$$

$$q_b = 0,70 \text{ KN/m}^2$$

- Coeficiente de exposición:

Para estimar el coeficiente de exposición, dado que éste depende de la altura, se ha dividido el edificio en 9 tramos.

$$c_e = F \cdot (F + 7k)$$

$$F = k \cdot \ln(\max(z, Z)/L)$$

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

FIG.59. Tabla D.2. Coeficientes para tipo de entorno

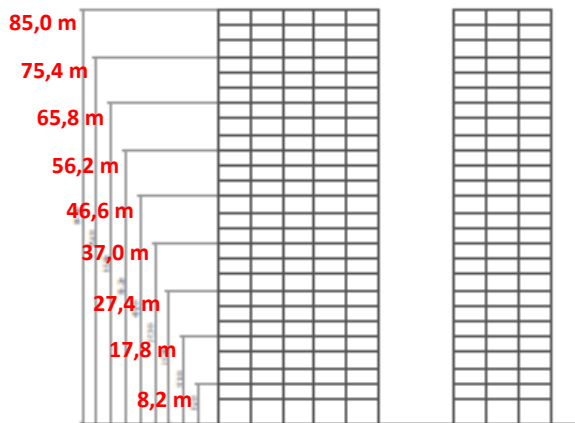


FIG.60. Esquema de los tramos agrupados

Tramo 1	$F = 0,156 \cdot \ln(85,0 / 0,003) = 1,5993$	$c_e = 1,5993 \cdot (1,5993 + 7 \cdot 0,156) = 4,30$
Tramo 2	$F = 0,156 \cdot \ln(75,4 / 0,003) = 1,5806$	$c_e = 1,5806 \cdot (1,5806 + 7 \cdot 0,156) = 4,22$
Tramo 3	$F = 0,156 \cdot \ln(65,8 / 0,003) = 1,5593$	$c_e = 1,5593 \cdot (1,5593 + 7 \cdot 0,156) = 4,13$
Tramo 4	$F = 0,156 \cdot \ln(56,2 / 0,003) = 1,5347$	$c_e = 1,5347 \cdot (1,5347 + 7 \cdot 0,156) = 4,03$
Tramo 5	$F = 0,156 \cdot \ln(46,6 / 0,003) = 1,5055$	$c_e = 1,5055 \cdot (1,5055 + 7 \cdot 0,156) = 3,91$
Tramo 6	$F = 0,156 \cdot \ln(37,0 / 0,003) = 1,4695$	$c_e = 1,4695 \cdot (1,4695 + 7 \cdot 0,156) = 3,76$
Tramo 7	$F = 0,156 \cdot \ln(27,4 / 0,003) = 1,4227$	$c_e = 1,4227 \cdot (1,4227 + 7 \cdot 0,156) = 3,58$
Tramo 8	$F = 0,156 \cdot \ln(17,8 / 0,003) = 1,3554$	$c_e = 1,3554 \cdot (1,3554 + 7 \cdot 0,156) = 3,32$
Tramo 9	$F = 0,156 \cdot \ln(8,2 / 0,003) = 1,2345$	$c_e = 1,2345 \cdot (1,2345 + 7 \cdot 0,156) = 2,87$

FIG.61. Coeficientes de exposición

- Coeficiente eólico:

- Altura: 85 m
- Esbeltez en fachadas A y C = $85/33 = 2,575$
- Esbeltez en fachadas B y D = $85/19,80 = 4,293$

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

FIG.62. Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

* Como los coeficientes eólicos son iguales en ambas direcciones, las cargas de viento serán iguales también.

- Carga de viento de fachada barlovento: $q_{e b} = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

- Carga de viento de fachada sotavento: $q_{e s} = q_b \cdot c_e \cdot c_s$

- Cargas de viento de presión y succión en las fachadas:

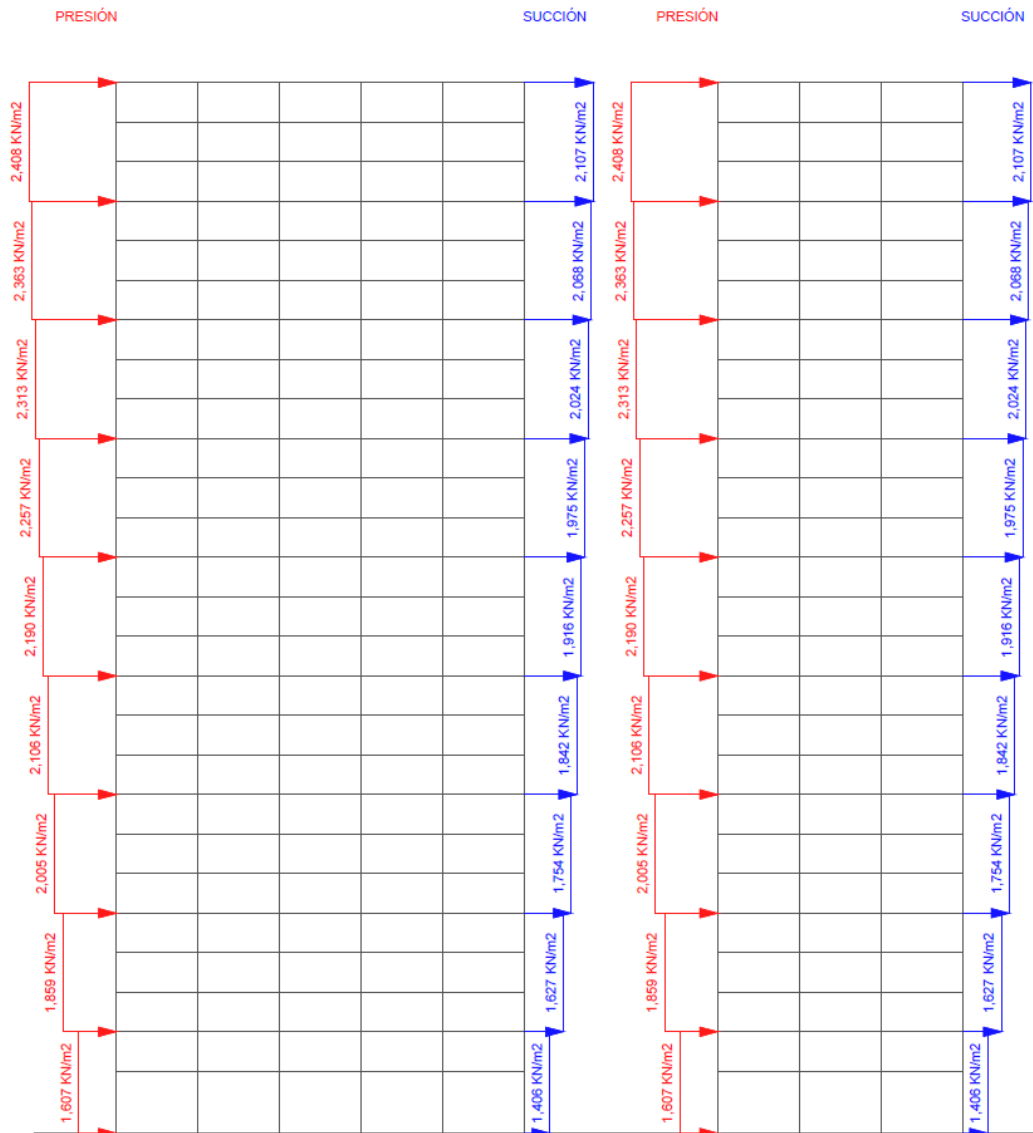


FIG.63. Esquema de las cargas de viento en las fachadas

	Carga de viento de presión	Carga de viento de succión
Tramo 1	$q_{eb} = 0,70 \cdot 4,30 \cdot 0,8 = 2,408 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 4,30 \cdot (-0,7) = -2,107 \text{ KN/m}^2$
Tramo 2	$q_{eb} = 0,70 \cdot 4,22 \cdot 0,8 = 2,363 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 4,22 \cdot (-0,7) = -2,068 \text{ KN/m}^2$
Tramo 3	$q_{eb} = 0,70 \cdot 4,13 \cdot 0,8 = 2,313 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 4,13 \cdot (-0,7) = -2,024 \text{ KN/m}^2$
Tramo 4	$q_{eb} = 0,70 \cdot 4,03 \cdot 0,8 = 2,257 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 4,03 \cdot (-0,7) = -1,975 \text{ KN/m}^2$
Tramo 5	$q_{eb} = 0,70 \cdot 3,91 \cdot 0,8 = 2,190 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 3,91 \cdot (-0,7) = -1,916 \text{ KN/m}^2$
Tramo 6	$q_{eb} = 0,70 \cdot 3,76 \cdot 0,8 = 2,106 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 3,76 \cdot (-0,7) = -1,842 \text{ KN/m}^2$
Tramo 7	$q_{eb} = 0,70 \cdot 3,58 \cdot 0,8 = 2,005 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 3,58 \cdot (-0,7) = -1,754 \text{ KN/m}^2$
Tramo 8	$q_{eb} = 0,70 \cdot 3,32 \cdot 0,8 = 1,859 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 3,32 \cdot (-0,7) = -1,627 \text{ KN/m}^2$
Tramo 9	$q_{eb} = 0,70 \cdot 2,87 \cdot 0,8 = 1,607 \text{ KN/m}^2$	$q_{es} = 0,70 \cdot 2,87 \cdot (-0,7) = -1,406 \text{ KN/m}^2$

FIG.64. Cargas de viento de presión y succión en las fachadas

- Cargas de viento de presión y succión aplicadas en las vigas:

Para el modelo de cálculo se aplicarán las cargas de viento en las vigas o zunchos de fachada como cargas lineales. Las fuerzas a nivel de cada planta, de presión o succión, se reflejan en la tabla siguiente.

	Carga de viento de presión	Carga de viento de succión
F26	$q_{eb} = 1,6 \cdot 0,000 + 1,6 \cdot 2,408 = 3,853 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 0,000 + 1,6 \cdot 2,107 = 3,371 \text{ KN/m}$
F25	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,408 + 1,6 \cdot 2,408 = 7,706 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,107 + 1,6 \cdot 2,107 = 6,742 \text{ KN/m}$
F24	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,408 + 1,6 \cdot 2,408 = 7,706 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,107 + 1,6 \cdot 2,107 = 6,742 \text{ KN/m}$
F23	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,408 + 1,6 \cdot 2,363 = 7,634 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,107 + 1,6 \cdot 2,068 = 6,680 \text{ KN/m}$
F22	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,363 + 1,6 \cdot 2,363 = 7,562 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,068 + 1,6 \cdot 2,068 = 6,618 \text{ KN/m}$
F21	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,363 + 1,6 \cdot 2,363 = 7,562 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,068 + 1,6 \cdot 2,068 = 6,618 \text{ KN/m}$
F20	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,363 + 1,6 \cdot 2,313 = 7,482 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,068 + 1,6 \cdot 2,024 = 6,547 \text{ KN/m}$
F19	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,313 + 1,6 \cdot 2,313 = 7,402 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,024 + 1,6 \cdot 2,024 = 6,477 \text{ KN/m}$
F18	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,313 + 1,6 \cdot 2,313 = 7,402 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,024 + 1,6 \cdot 2,024 = 6,477 \text{ KN/m}$
F17	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,313 + 1,6 \cdot 2,257 = 7,312 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 2,024 + 1,6 \cdot 1,975 = 6,398 \text{ KN/m}$
F16	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,257 + 1,6 \cdot 2,257 = 7,222 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,975 + 1,6 \cdot 1,975 = 6,320 \text{ KN/m}$
F15	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,257 + 1,6 \cdot 2,257 = 7,222 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,975 + 1,6 \cdot 1,975 = 6,320 \text{ KN/m}$
F14	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,257 + 1,6 \cdot 2,190 = 7,115 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,975 + 1,6 \cdot 1,916 = 6,226 \text{ KN/m}$
F13	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,190 + 1,6 \cdot 2,190 = 7,008 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,916 + 1,6 \cdot 1,916 = 6,131 \text{ KN/m}$
F12	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,190 + 1,6 \cdot 2,190 = 7,008 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,916 + 1,6 \cdot 1,916 = 6,131 \text{ KN/m}$
F11	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,190 + 1,6 \cdot 2,106 = 6,874 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,916 + 1,6 \cdot 1,842 = 6,013 \text{ KN/m}$
F10	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,106 + 1,6 \cdot 2,106 = 6,739 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,842 + 1,6 \cdot 1,842 = 5,894 \text{ KN/m}$
F09	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,106 + 1,6 \cdot 2,106 = 6,739 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,842 + 1,6 \cdot 1,842 = 5,894 \text{ KN/m}$
F08	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,106 + 1,6 \cdot 2,005 = 6,578 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,842 + 1,6 \cdot 1,754 = 5,754 \text{ KN/m}$
F07	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,005 + 1,6 \cdot 2,005 = 6,416 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,754 + 1,6 \cdot 1,754 = 5,613 \text{ KN/m}$
F06	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,005 + 1,6 \cdot 2,005 = 6,416 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,754 + 1,6 \cdot 1,754 = 5,613 \text{ KN/m}$
F05	$q_{eb} = 1,6 \cdot 2,005 + 1,6 \cdot 1,859 = 6,182 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,754 + 1,6 \cdot 1,627 = 5,410 \text{ KN/m}$
F04	$q_{eb} = 1,6 \cdot 1,859 + 1,6 \cdot 1,859 = 5,949 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,627 + 1,6 \cdot 1,627 = 5,204 \text{ KN/m}$
F03	$q_{eb} = 1,6 \cdot 1,859 + 1,6 \cdot 1,859 = 5,949 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,627 + 1,6 \cdot 1,627 = 5,204 \text{ KN/m}$
F02	$q_{eb} = 1,6 \cdot 1,859 + 1,6 \cdot 1,607 = 5,545 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,627 + 1,6 \cdot 1,406 = 4,853 \text{ KN/m}$
F01	$q_{eb} = 1,6 \cdot 1,607 + 2,5 \cdot 1,607 = 6,589 \text{ KN/m}$	$q_{es} = 1,6 \cdot 1,406 + 2,5 \cdot 1,406 = 5,765 \text{ KN/m}$

FIG.65.Cargas de viento de presión y succión aplicadas en las vigas

4. 5. ACCIONES VARIABLES IV: SISMO:

4.5.1. RESUMEN DE LAS CARGAS GRAVITATORIAS:

- Forjado Tipo:

· Concargas:

· Viviendas:	3,64 KN/ m ²
· Zonas comunes:	4,14 KN/ m ²
· Cerramiento:	2,40 KN/ m

· Sobrecargas:

· Viviendas:	2,00 KN/ m ²
· Zonas comunes:	3,00 KN/ m ²

- Forjado Cubierta:

· Concargas:

· Cubierta:	2,64 KN/ m ²
-------------	-------------------------

· Sobrecargas:

· Sobrecarga de uso de cubierta:	0,40 KN/ m ²
· Carga de nieve:	1,20 KN/ m ²

4.5.2. INFORMACIÓN BÁSICA:

- Localización del edificio: Chicago (Illinois)
- Uso: residencial (construcción de importancia normal)
- Aceleración sísmica básica: $a_b = 0,059 g$
- Coeficiente de contribución: $K = 1$
- Nº Pisos sobre rasante: 26 (3,2 m de altura por planta, excepto 5 m en planta baja)
- Nº Sótanos: 2 (3,2 m de altura cada sótano)
- Suelo: suelo cohesivo blando hasta 2,5 m de profundidad y suelo cohesivo de consistencia firme hasta la profundidad conocida.

4.5.3. ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

$$a_b = 0,059 \text{ g}$$

Construcción de importancia normal: $t = 50$ años

$$\rho = (t/50)^{0,37} = (50/50)^{0,37} = 1$$

Coefficiente del terreno tipo III: $C = 1,6$

Coefficiente del terreno tipo IV: $C = 2,0$

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} = \frac{2 \cdot 2,5 + 1,6 \cdot 27,5}{30} = 1,63$$

$$\text{Para } \rho \cdot a_b = 1 \cdot 0,059 \text{ g} = 0,059 \text{ g} < 0,1 \text{ g} \rightarrow S = \frac{C}{1,25}$$

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,63}{1,25} = 1,30$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,30 \cdot 1 \cdot 0,059 \text{ g} = 0,07552 \text{ g}$$

4.5.4. PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO

La tipología correspondiente es la 4: Edificios con pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_f = 0,11 \cdot n = 0,11 \cdot 26 = 2,86 \text{ seg}$$

Al no depender más que de n , las fuerzas sísmicas serán las mismas en las dos direcciones principales.

4.5.5. NÚMERO DE MODOS A CONSIDERAR

Como $T_f > 1,25$ seg \rightarrow Se considerarán los modos 1, 2 y 3

$$T_1 = T_f = 2,86 \text{ seg}$$

$$T_2 = T_f / 3 = 2,86 / 3 = 0,953 \text{ seg}$$

$$T_3 = T_f / 5 = 2,86 / 5 = 0,572 \text{ seg}$$

4.5.6. CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA ESTÁTICA EQUIVALENTE

$$F_{1K} = S_{1K} \cdot P_K$$

Obtendremos las fuerzas sísmicas correspondientes a cada planta. Como hay un único modo de vibración, estas serán las fuerzas estáticas equivalentes que luego distribuiremos a cada pórtico o elemento resistente según rigidez.

P_K Peso correspondiente a la masa m_K de la planta k

Para obtener los pesos de cada planta deberemos duplicar las cargas superficiales de actuación y las lineales por la longitud. Cada carga se verá afectada por el coeficiente correspondiente según el apartado 3.2. de la norma. Para sobrecargas de uso en edificios de viviendas: 0,5.

- Forjado tipo:

$$\cdot \text{Concargas: } 3,64 \cdot 578,445 + 4,14 \cdot 56,035 + 2,40 \cdot 105,6 = 2590,96 \text{ KN}$$

$$\cdot \text{Sobrecargas: } 0,5 \cdot (2 \cdot 578,445 + 3 \cdot 56,035) = 662,50 \text{ KN}$$

$$\cdot P_K = 2590,96 + 662,50 = 3253,46 \text{ KN}$$

- Forjado cubierta:

$$\cdot \text{Concargas: } 2,64 \cdot 634,48 = 1675,03 \text{ KN}$$

$$\cdot \text{Sobrecargas: } 0,5 \cdot (0,4 \cdot 634,48) = 126,90 \text{ KN}$$

$$\cdot P_K = 1675,03 + 126,90 = 1801,93 \text{ KN}$$

S_{1k} Coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k, modo i

$$S_{ik} = (a_c/g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

$a_c = 0,0755 g$

α_i coeficiente de espectro de respuesta elástica

$T_1 = 2,86 \text{ seg}$ (período del modo 1)

$T_B = K \cdot C / 2,5 = 1 \cdot 1,60 / 2,5 = 0,64$ (período característico del espectro)

Para $T_1 > T_B \rightarrow \alpha_1 = 2,5 \cdot (T_B / T_1) = 2,5 \cdot (0,64 / 2,86) = 0,56$

$T_2 = 0,953 \text{ seg}$ (período del modo 2)

$T_B = 0,64$ (período característico del espectro)

Para $T_2 > T_B \rightarrow \alpha_2 = 2,5 \cdot (T_B / T_2) = 2,5 \cdot (0,64 / 0,953) = 1,68$

$T_3 = 0,572 \text{ seg}$ (período del modo 3)

$T_B = 0,64$ (período característico del espectro)

Para $T_3 < T_B \rightarrow \alpha_3 = 2,5$

β coeficiente de respuesta

estructura de acero, compartimentada, ductilidad baja ($\mu = 2$) $\rightarrow \beta = 0,50$

TABLA 3.1.
 Valores del coeficiente de respuesta β

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

FIG.66.Tabla 3.1. Valores del coeficiente de respuesta β

η_{ik} factor de distribución correspondiente a la planta k, modo i. Se obtiene a partir de la expresión siguiente, en la que sustituiremos las masas por los pesos puesto que se simplifica g, por estar en el numerador y el denominador.

$$\eta_{ik} = \phi_{ik} \cdot \frac{\sum_{k=i}^n m_k \cdot \phi_{ik}}{\sum_{k=i}^n m_k \cdot \phi_{ik}^2} = \phi_{ik} \cdot \frac{\sum_{k=i}^n P_k \cdot \phi_{ik}}{\sum_{k=i}^n P_k \cdot \phi_{ik}^2}$$

n, número de plantas = 26

P_k , peso de la planta k

ϕ_{ik} , coeficiente de forma correspondiente a la planta k, modo i

$$\phi_{ik} = \sin\left(\frac{(2i-1) \cdot \pi \cdot h_k}{2H}\right)$$

MODO 1

Planta	P_k	h_k	Φ_1	Φ_1^2	$P_k \cdot \Phi_1$	$P_k \cdot \Phi_1^2$	η_{1k}	S_{1k}	F_{1k}
1	3253,46	5,0	0,092	0,008	300,19	27,70	0,117	0,002	8,059
2	3253,46	8,2	0,150	0,023	491,13	74,14	0,192	0,004	13,185
3	3253,46	11,4	0,209	0,044	680,35	142,27	0,265	0,006	18,265
4	3253,46	14,6	0,266	0,071	867,19	231,15	0,338	0,007	23,281
5	3253,46	17,8	0,323	0,104	1051,01	339,52	0,410	0,009	28,215
6	3253,46	21,0	0,378	0,143	1231,14	465,88	0,480	0,010	33,051
7	3253,46	24,2	0,432	0,187	1406,98	608,46	0,549	0,012	37,772
8	3253,46	27,4	0,485	0,235	1577,89	765,26	0,616	0,013	42,360
9	3253,46	30,6	0,536	0,287	1743,29	934,10	0,680	0,014	46,801
10	3253,46	33,8	0,585	0,342	1902,59	1112,62	0,743	0,016	51,077
11	3253,46	37,0	0,632	0,399	2055,25	1298,32	0,802	0,017	55,175
12	3253,46	40,2	0,676	0,457	2200,71	1488,61	0,859	0,018	59,081
13	3253,46	43,4	0,719	0,517	2338,49	1680,83	0,913	0,019	62,779
14	3253,46	46,6	0,759	0,575	2468,08	1872,29	0,963	0,020	66,258
15	3253,46	49,8	0,796	0,633	2589,05	2060,33	1,010	0,021	69,506
16	3253,46	53,0	0,830	0,689	2700,97	2242,30	1,054	0,022	72,511
17	3253,46	56,2	0,862	0,742	2803,45	2415,68	1,094	0,023	75,262
18	3253,46	59,4	0,890	0,792	2896,12	2578,03	1,130	0,024	77,750
19	3253,46	62,6	0,915	0,838	2978,67	2727,09	1,163	0,025	79,966
20	3253,46	65,8	0,938	0,879	3050,80	2860,77	1,191	0,025	81,902
21	3253,46	69,0	0,957	0,915	3112,27	2977,21	1,215	0,026	83,553
22	3253,46	72,2	0,972	0,945	3162,86	3074,79	1,234	0,026	84,911
23	3253,46	75,4	0,984	0,969	3202,39	3152,13	1,250	0,026	85,972
24	3253,46	78,6	0,993	0,986	3230,73	3208,16	1,261	0,027	86,733
25	3253,46	81,8	0,998	0,996	3247,77	3242,10	1,268	0,027	87,190
26	1801,93	85,0	1,000	1,000	1801,93	1801,93	1,270	0,027	48,375
					55091,3	43381,6			

FIG.67.Fuerza sísmica estática equivalente en el Modo 1

MODO 2

Planta	P_k	h_k	Φ_2	Φ_2^2	$P_k \cdot \Phi_2$	$P_k \cdot \Phi_2^2$	η_{2k}	S_{2k}	F_{2k}
1	3253,46	5,0	0,274	0,075	890,35	243,66	0,113	0,007	23,265
2	3253,46	8,2	0,439	0,193	1428,62	627,32	0,181	0,011	37,330
3	3253,46	11,4	0,591	0,349	1922,05	1135,49	0,243	0,015	50,224
4	3253,46	14,6	0,724	0,524	2355,14	1704,86	0,298	0,019	61,541
5	3253,46	17,8	0,834	0,696	2714,30	2264,49	0,344	0,022	70,926
6	3253,46	21,0	0,918	0,844	3988,26	2744,68	0,378	0,024	78,084
7	3253,46	24,2	0,974	0,948	3168,41	3085,59	0,401	0,025	82,792
8	3253,46	27,4	0,999	0,997	3249,10	3244,76	0,411	0,026	84,900
9	3253,46	30,6	0,992	0,984	3227,80	3202,35	0,409	0,026	84,344
10	3253,46	33,8	0,954	0,911	3105,18	2963,66	0,393	0,025	81,139
11	3253,46	37,0	0,887	0,786	2885,08	2558,41	0,365	0,023	75,388
12	3253,46	40,2	0,791	0,626	2574,42	2037,10	0,326	0,021	67,270
13	3253,46	43,4	0,671	0,450	2182,94	1464,66	0,276	0,017	57,041
14	3253,46	46,6	0,529	0,280	1722,94	912,42	0,218	0,014	45,021
15	3253,46	49,8	0,372	0,138	1208,85	449,16	0,153	0,010	31,588
16	3253,46	53,0	0,202	0,041	656,82	132,60	0,083	0,005	17,163
17	3253,46	56,2	0,026	0,001	84,16	2,18	0,011	0,001	2,199
18	3253,46	59,4	-0,151	0,023	-491,13	74,14	-0,062	-0,004	-12,833
19	3253,46	62,6	-0,323	0,104	-1051,01	339,52	-0,133	-0,008	-27,463
20	3253,46	65,8	-0,485	0,235	-1577,89	765,26	-0,200	-0,013	-41,231
21	3253,46	69,0	-0,632	0,399	-2055,25	1298,32	-0,260	-0,016	-53,704
22	3253,46	72,2	-0,759	0,575	-2468,08	1872,29	-0,313	-0,020	-64,492
23	3253,46	75,4	-0,862	0,742	-2803,44	2415,68	-0,355	-0,022	-73,255
24	3253,46	78,6	-0,938	0,879	-3050,80	2860,77	-0,386	-0,024	-79,719
25	3253,46	81,8	-0,984	0,969	-3202,39	3152,13	-0,405	-0,026	-83,680
26	1801,93	85,0	-1,000	1,000	-1801,93	1801,93	-0,412	-0,026	-47,085
					17862,5	43353,4			

FIG.68.Fuerza sísmica estática equivalente en el Modo 2

MODO 3

Planta	P_k	h_k	Φ_3	Φ_3^2	$P_k \cdot \Phi_3$	$P_k \cdot \Phi_3^2$	η_{3k}	S_{3k}	F_{3k}
1	3253,46	5,0	0,446	0,199	1450,19	646,41	0,101	0,010	33,753
2	3253,46	8,2	0,687	0,472	2235,90	1536,59	0,169	0,016	52,041
3	3253,46	11,4	0,869	0,755	2827,55	2457,39	0,214	0,020	65,812
4	3253,46	14,6	0,975	0,952	3173,79	3096,07	0,240	0,023	73,870
5	3253,46	17,8	0,997	0,994	3244,57	3235,71	0,246	0,023	75,518
6	3253,46	21,0	0,932	0,869	3033,76	2828,90	0,230	0,022	70,611
7	3253,46	24,2	0,787	0,619	2559,64	2013,79	0,194	0,018	59,576
8	3253,46	27,4	0,572	0,328	1863,37	1067,22	0,141	0,013	43,370
9	3253,46	30,6	0,309	0,095	1005,37	310,68	0,076	0,007	23,400
10	3253,46	33,8	0,018	0,0003	60,12	1,11	0,004	0,0004	1,399
11	3253,46	37,0	-0,274	0,075	-890,35	243,66	-0,067	-0,006	-20,723
12	3253,46	40,2	-0,542	0,294	-1763,55	955,94	-0,134	-0,013	-41,047
13	3253,46	43,4	-0,763	0,583	-2483,69	1896,04	-0,188	-0,018	-57,808
14	3253,46	46,6	-0,918	0,844	-2988,26	2744,68	-0,226	-0,021	-69,552
15	3253,46	49,8	-0,994	0,988	-3233,48	3213,62	-0,245	-0,023	-75,260
16	3253,46	53,0	-0,983	0,966	-3198,06	3143,61	-0,242	-0,023	-74,435
17	3253,46	56,2	-0,887	0,786	-2885,08	2558,41	-0,219	-0,021	-67,151
18	3253,46	59,4	-0,714	0,509	-2321,70	1656,79	-0,176	-0,017	-54,038
19	3253,46	62,6	-0,478	0,229	-1556,82	744,95	-0,118	-0,011	-36,235
20	3253,46	65,8	-0,202	0,041	-656,82	132,60	-0,050	-0,005	-15,287
21	3253,46	69,0	0,092	0,008	300,19	27,70	0,023	0,002	6,987
22	3253,46	72,2	0,378	0,143	1231,14	465,88	0,093	0,009	28,655
23	3253,46	75,4	0,632	0,399	2055,25	1298,32	0,156	0,015	47,836
24	3253,46	78,6	0,830	0,689	2700,97	2242,30	0,205	0,019	62,865
25	3253,46	81,8	0,957	0,915	3112,27	2977,21	0,236	0,022	72,439
26	1801,93	85,0	1,000	1,000	1801,93	1801,93	0,247	0,023	41,940
					10678,2	43297,5			

FIG. 69. Fuerza sísmica estática equivalente en el Modo 3

Una vez obtenidas las fuerzas correspondientes a cada modo el procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Obtención para cada modo de los cortantes V_{ik} en cada planta, como suma de las F_{ik} entre la última planta y la planta k considerada.
2. Obtención del cortante combinado V_k de la planta k para los dos modos considerados mediante la expresión: $V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^2 V_{ik}^2}$
3. Obtención del sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k para cada planta k , por diferencia entre los valores del cortante V_k y del cortante de la planta superior V_{k+1} .

Estos cálculos están recogidos en la tabla siguiente:

Planta	F _{1k}	V _{1k}	F _{2k}	V _{2k}	F _{3k}	V _{3k}	V _k	F _k	F _k / S
1	8,059	1478,990	23,265	466,754	33,753	248,537	1570,682	19,407	0,030
2	13,185	1470,931	37,330	443,488	52,041	214,784	1551,275	29,278	0,045
3	18,265	1457,750	50,224	406,158	65,812	162,743	1521,997	35,998	0,055
4	23,281	1439,481	61,541	355,934	73,870	96,931	1485,999	39,339	0,060
5	28,215	1416,201	70,926	294,393	75,518	23,061	1446,659	39,822	0,061
6	33,051	1387,985	78,084	223,468	70,611	-52,457	1406,838	38,581	0,059
7	37,772	1354,934	82,792	145,383	59,576	-123,068	1368,257	37,020	0,057
8	42,360	1317,162	84,900	62,592	43,370	-182,644	1331,237	36,363	0,056
9	46,801	1274,801	84,344	-22,308	23,400	-226,015	1294,874	37,270	0,057
10	51,077	1228,001	81,139	-106,652	1,399	-249,415	1257,604	39,687	0,061
11	55,175	1176,923	75,388	-187,792	-20,723	-250,814	1217,917	42,960	0,066
12	59,081	1121,748	67,270	-263,180	-41,047	-230,091	1174,957	46,154	0,071
13	62,779	1062,667	57,041	-330,450	-57,808	-189,044	1128,803	48,457	0,074
14	66,258	999,888	45,021	-387,491	-69,552	-131,236	1080,346	49,553	0,076
15	69,506	933,629	31,588	-432,512	-75,260	-61,684	1030,794	49,834	0,076
16	72,511	864,123	17,163	-464,100	-74,435	13,576	980,960	50,363	0,077
17	75,262	791,612	2,199	-481,263	-67,151	88,011	930,597	52,548	0,080
18	77,750	716,351	-12,833	-483,462	-54,038	155,162	878,048	57,642	0,088
19	79,966	638,601	-27,463	-470,629	-36,235	209,200	820,407	66,280	0,101
20	81,902	558,635	-41,231	-443,165	-15,287	245,435	754,127	78,256	0,120
21	83,553	476,733	-53,704	-401,934	6,987	260,723	675,871	92,573	0,142
22	84,911	393,180	-64,492	-348,230	28,655	253,736	583,298	107,695	0,165
23	85,972	308,270	-73,255	-283,738	47,836	225,081	475,604	121,859	0,186
24	86,733	222,298	-79,719	-210,483	62,865	177,244	353,744	133,381	0,204
25	87,190	135,565	-83,680	-130,765	72,439	114,379	220,363	140,889	0,216
26	48,375	48,375	-47,085	-47,085	41,940	41,940	79,474	79,474	0,122

FIG.70.Fuerza sísmica estática equivalente final

Finalmente la fuerza estática equivalente a nivel de cada forjado se traduce en una fuerza superficial horizontal F_k / S .

5. ANÁLISIS DEL MODELO DE CÁLCULO

5.1. DEFINICIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO:

Con objeto de simplificar el modelo de cálculo se han tomado las siguientes consideraciones previas:

- El sótano es eliminado y se interpreta que todos los pilares de planta baja están empotrados.
- Las acciones de sismo no se consideran, ya que, al estar el edificio en una zona de sismicidad baja, pero muy expuesto al viento, las acciones de sismo son menores que las cargas de viento, por lo que bastará comprobar el comportamiento de la estructura con éste. Si se comporta bien, también lo hará a sismo.
- Se ha tomado la dirección de viento más desfavorable, la proveniente de la orientación Este, donde se localiza el Lago Michigan.
- Las marquesinas y sus cargas son sustituidas por una carga lineal en el elemento resistente que las sostiene.

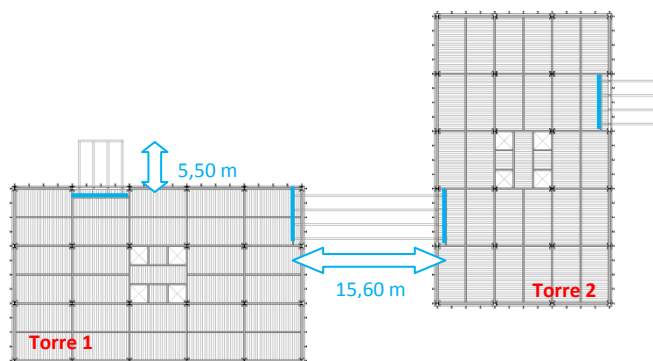


FIG. 71. Esquema de planta baja y marquesinas

Cargas en las marquesinas:

Peso propio: 3,64 KN/m²

Sobrecarga de uso: 0,40 KN/m²

Nieve: 1,20 KN/m²

Marquesinas de acceso:

Peso prop.: $3,64 \times 5,50 = 20,02$ KN/m

Uso: $0,40 \times 5,50 = 2,20$ KN/m

Nieve: $1,20 \times 5,50 = 6,60$ KN/m

Marquesina de unión:

Peso propio: $3,64 \times 7,80 = 28,39$ KN/m

Uso: $0,40 \times 7,80 = 3,12$ KN/m

Nieve: $1,20 \times 7,80 = 9,36$ KN/m

- Dado que los dos puntos de contacto entre ambas torres (sótano y marquesina) han sido suprimidos, solo se va a modelizar una de las torres. Se ha elegido la que tiene más superficie de fachada con la dirección de viento más desfavorable (Torre 1).
- Con la versión de Architrave la dimensión mayor para los perfiles es HEB 600. Se ha asignado este perfil a todas las plantas que requieren por predimensionado un perfil superior y, una vez verificado que no cumplen las condiciones de resistencia, se aportará una solución en las conclusiones finales.
- Para resistir las cargas horizontales se ha rigidizado el núcleo de comunicación vertical mediante cruces de San Andrés. Los extremos de estas barras deben comportarse como articulaciones para que trabajen únicamente a esfuerzo axil. Se ha realizado el modelo incorporando las relajaciones oportunas a giro. Se ha efectuado también el cálculo dejando los nudos rígidos observando que no se producen momentos significativos en estas barras.

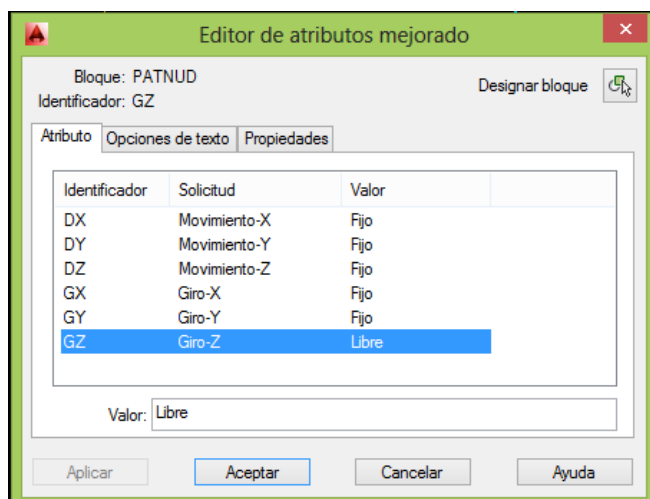


FIG. 72. Propiedades de las relajaciones

- Architrave ya cuenta con el peso propio de los materiales empleados, por lo que se han descontado los pesos de los forjados al asignar las cargas, pero no los de pavimentación, falsos techos, cerramientos y tabiquería.

- Modelo original del edificio completo:

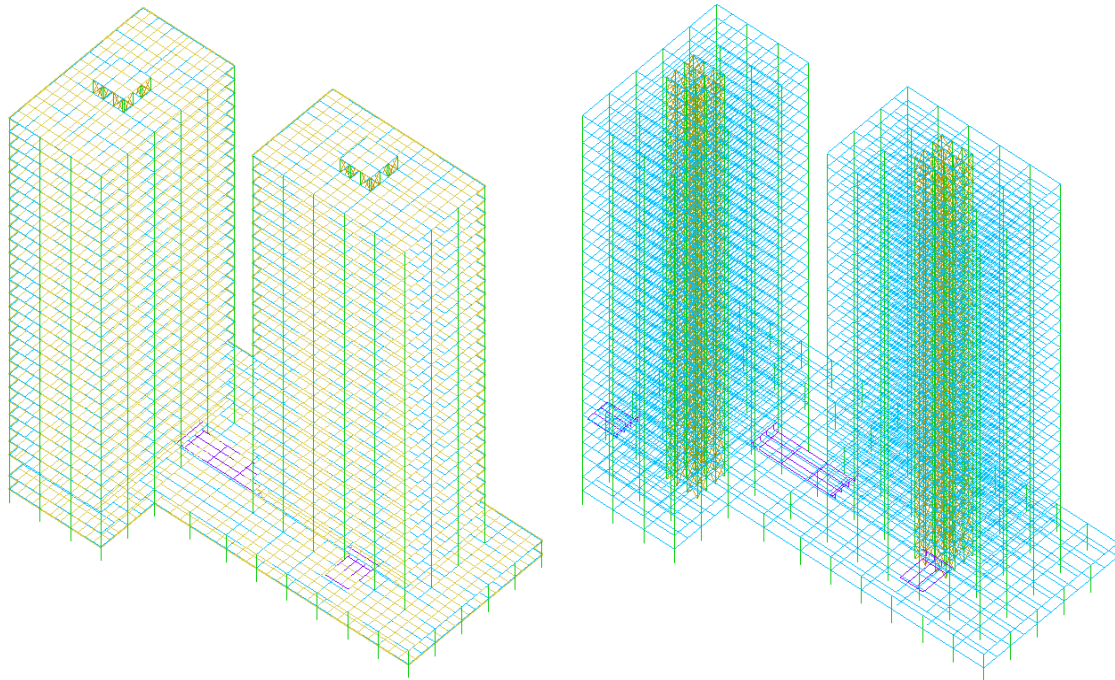


FIG. 73. Modelo original del edificio completo

- Modelo de cálculo simplificado:

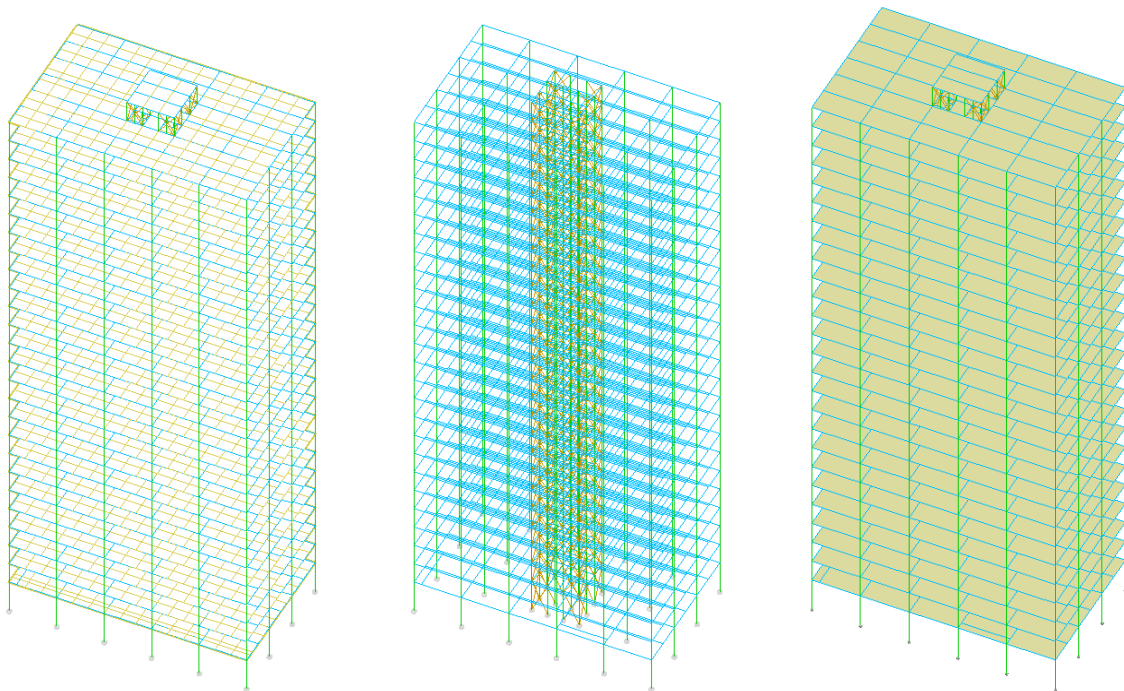


FIG. 74. Modelo simplificado del edificio completo

- Modelo de la planta tipo (Cotas 8,2m - 81,8m):

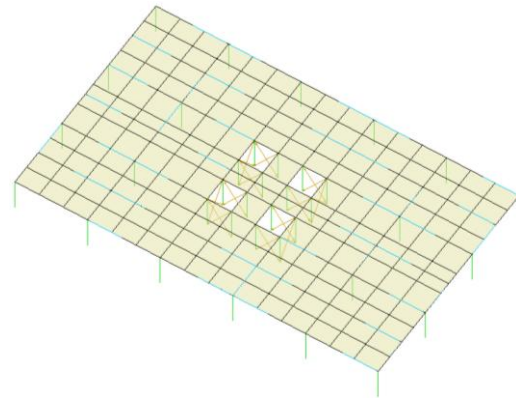
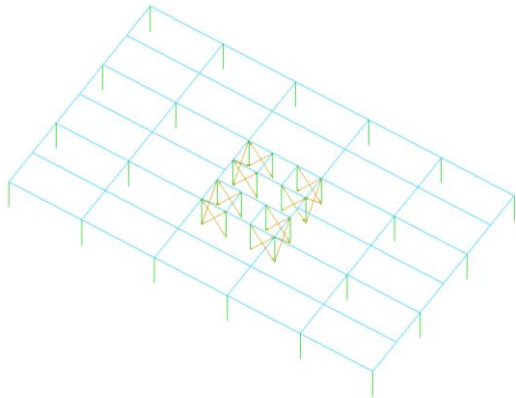


FIG.75. Modelo de cálculo de la planta tipo

- Modelo de la planta baja (Cota 5,0m):

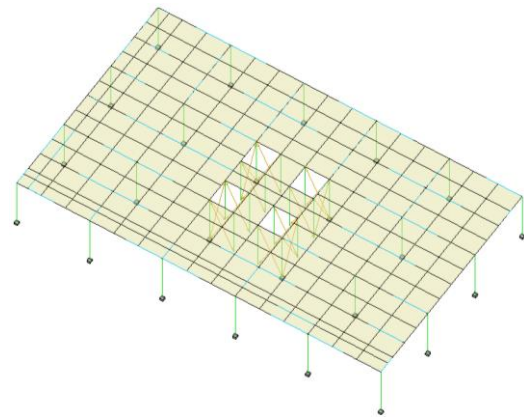
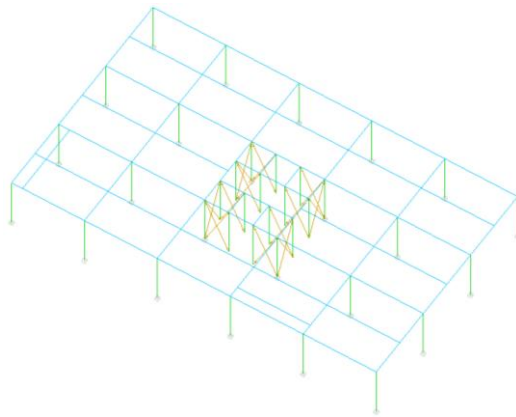


FIG.76. Modelo de cálculo de la planta baja

- Modelo de la planta de cubiertas (Cota 85,0m):

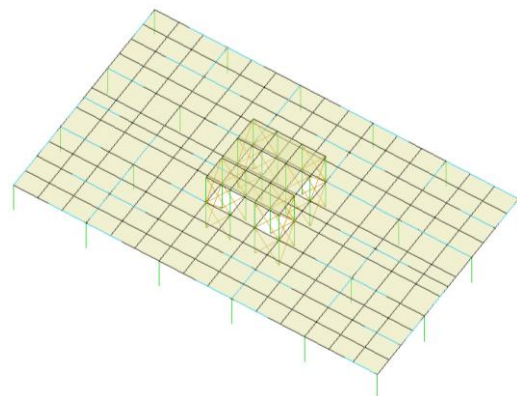
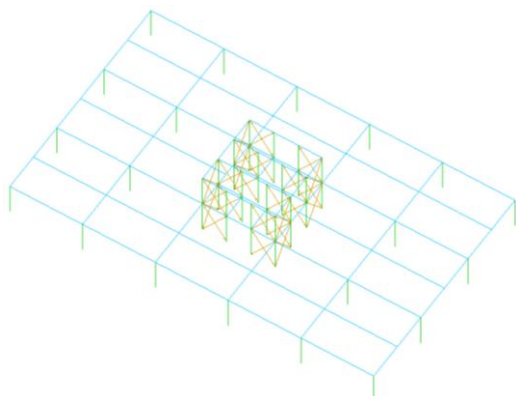


FIG.77. Modelo de cálculo de la planta de cubiertas

5. 2. ESTUDIO DEL MODELO DE PLANTA TIPO I: Planta 2

- Modelo de cálculo:

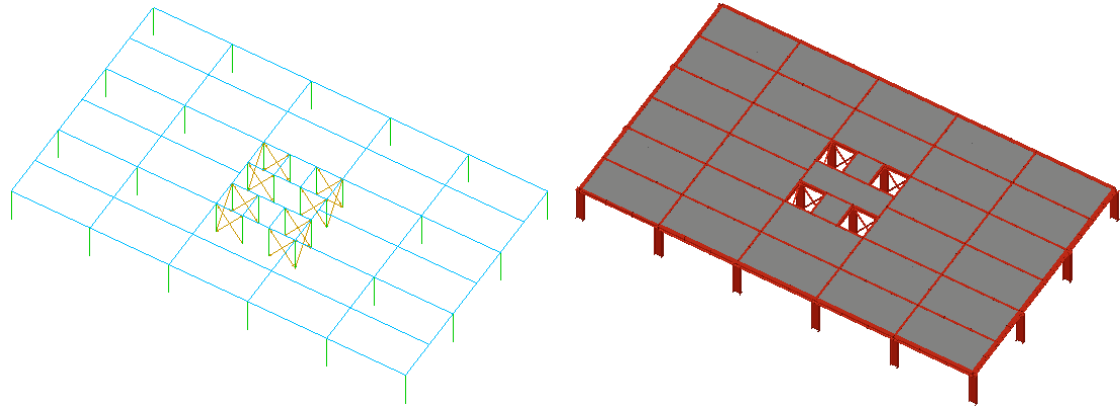


FIG.78.Modelo de cálculo de la planta tipo I

El forjado tipo se caracteriza por ser un entramado de vigas, apoyadas en pilares de 3 metros de longitud, que salvan luces de 6,6 metros. Dispone además de vigas intermedias que apoyan en las vigas principales con el objeto de salvar los 3,3m del forjado. Se ha elegido para analizar aisladamente la planta 2.

- Deformada:

· Combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

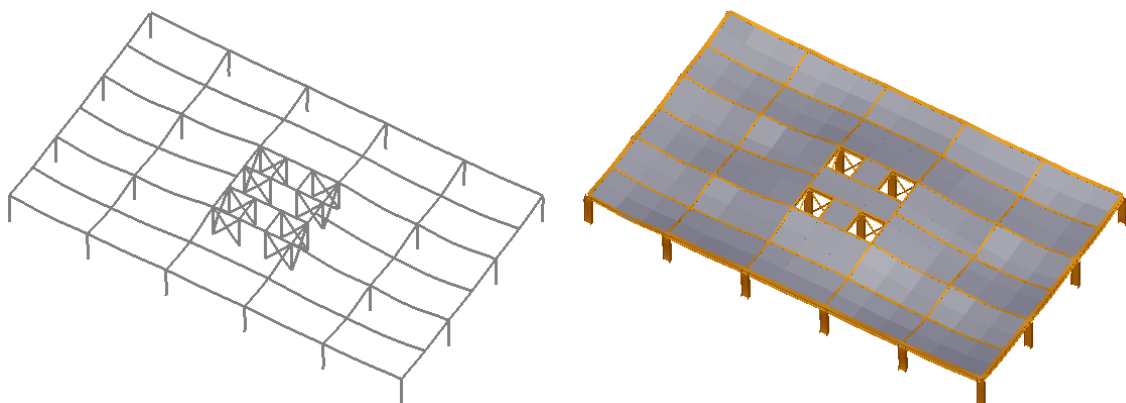


FIG.79.Deformación en planta tipo I con combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

Realizando un análisis con la combinación ELS, se comprueba que todos los elementos horizontales cumplen la condición de flecha máxima, como se va a mostrar en la Figura 83.

- Deformación y desplazamiento horizontal:

- Combinación ELS Característica: Viento

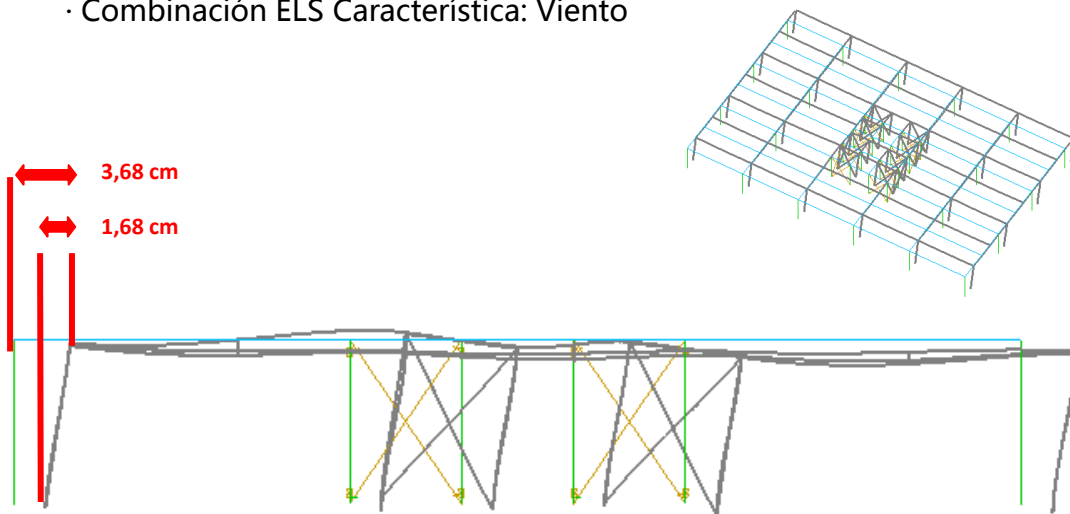


FIG.80. Deformación y desplazamiento horizontal en planta tipo I con combinación ELS Característica: Viento

El desplome local máximo permitido por la normativa es $H/250$. Teniendo un desplome de $3,68 - 2,00 = 1,68$ cm, $320/250 = 1,28$ cm $< 1,68$ cm, es decir, el modelo no cumple la normativa.

- Momentos flectores sobre vigas y esfuerzos axiales sobre pilares:

- Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

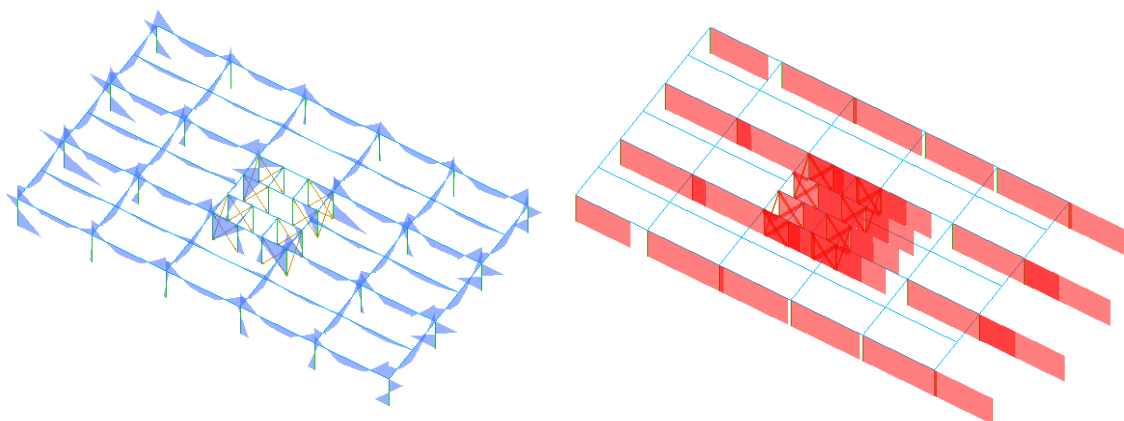


FIG.81. Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiales en pilares en planta tipo I

- Solicitaciones de momentos flectores sobre forjados en la dirección X y Y:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

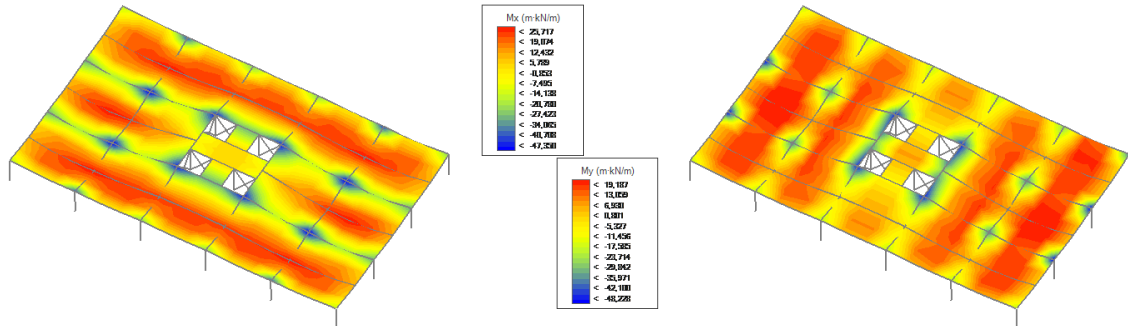


FIG.82. Momentos flectores M_x y M_y en el forjado de planta tipo I

- Viga más desfavorable de la planta tipo:

Peritar Viga 2.2.3 (Barras: 1940, 1946, 1967, 1973)

Material

Nombre: ACERO_S275

Tipo Acero: S275

Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Sección

Tipo de sección: HEB 400

Propiedades

Base: 30,00 cm

Altura: 40,00 cm

Área: 198,36 cm²

Ix: 345,41 cm⁴

Iy: 10.821,04 cm⁴

Iz: 57.842,44 cm⁴

Pórtico de vigas

< Ver viga anterior

Nombre del pórtico: 2.2

Nº de vigas: 3

Viga actual: 2.2.3

Ver viga siguiente >

Longitud viga (m): 6,60

Comprobaciones

Cumple normativa

Guardar Restablecer

<< Información básica

Resistencia

ELU desfavorable: 5

Ten. Von Misses (N/mm²): 161,94

Coefficiente Resistencia: 0,59 Comprobaciones: Cumple

Pandeo

ELU desfavorable: 5

β Pandeo plano XY local: 0,55 Chi Z: 0,99

β Pandeo plano XZ local: 0,50 Chi Y: 0,88

β Pandeo lateral: 0,00 Chi lateral: 1,00

Coefficiente Pandeo: 0,00 Comprobaciones: Cumple

Flecha

ELS desfavorable: 1

Flecha relativa (elástica) (cm): -0,280 Tipo de vano: Interior

Flecha activa (cm): 0,112 Flecha activa/L: 1/ 5.890

Coefficiente Flecha activa: 0,07 Límite Flecha activa: 1/ 400

Flecha instant. (cm): 0,098 Flecha instant./L: 1/ 6.731

Coefficiente Flecha instantánea: 0,05 Límite Flecha instantánea: 1/ 350

Flecha casi-perm (cm): 0,210 Flecha casi-perm/L: 1/ 3.141

Coefficiente Flecha casi-permanente: 0,10 Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300

Comprobaciones: Cumple

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los factores de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coeficientes a mostrar
 Seguridad Aprovechamiento

FIG.83. Peritaje de la viga más desfavorable en la planta tipo I

Todos los elementos horizontales de este forjado cumplen sobradamente tanto a resistencia, como a flecha. Todas las vigas pueden reducirse uno o dos perfiles y seguirían cumpliendo.

- Pilar más desfavorable de la planta tipo:

FIG.84. Peritaje del pilar más desfavorable en planta tipo I

Como se esperaba, para esta planta se necesitan pilares mayores que HEB 600 para cumplir las condiciones de resistencia y de pandeo.

5. 3. ESTUDIO DEL MODELO DE PLANTA BAJA:

- Modelo de cálculo:

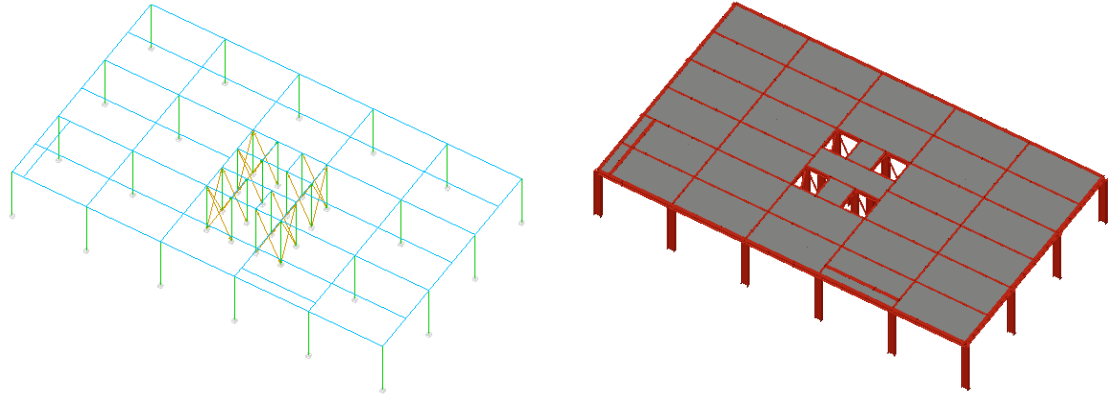


FIG.85.Modelo de cálculo de la planta baja

El forjado de planta baja se diferencia del de la planta tipo en que tiene dos barras más, las que sostienen las marquesinas. Al recibir cargas extra, este nivel es el más desfavorable en cuanto a cargas gravitatorias. Además la longitud de sus pilares es 5 metros, a diferencia que en el resto de plantas que son de 3,2.

- Deformada:

· Combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

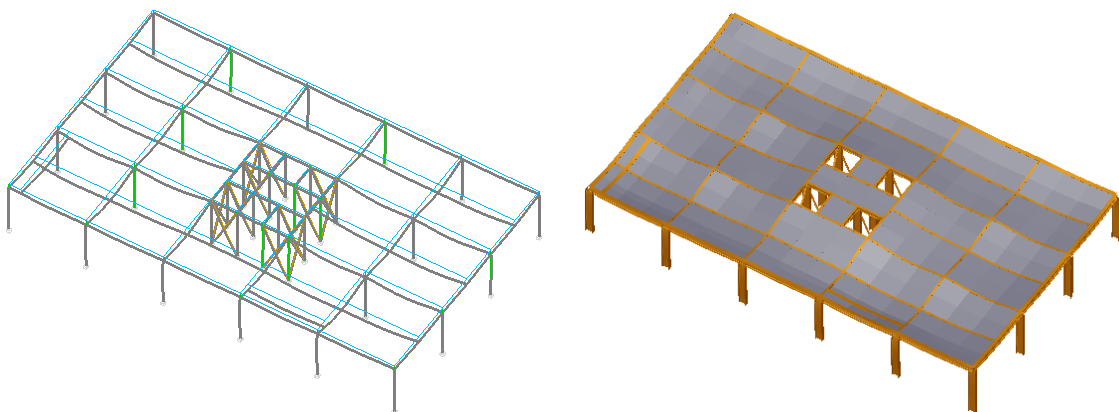


FIG.86.Deformación en planta baja con combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

Realizando un análisis con la combinación ELS, se comprueba que todos los elementos horizontales cumplen la condición de flecha máxima, como se va a mostrar en la Figura 90.

- Deformación y desplazamiento horizontal:
 - Combinación ELS Característica: Viento

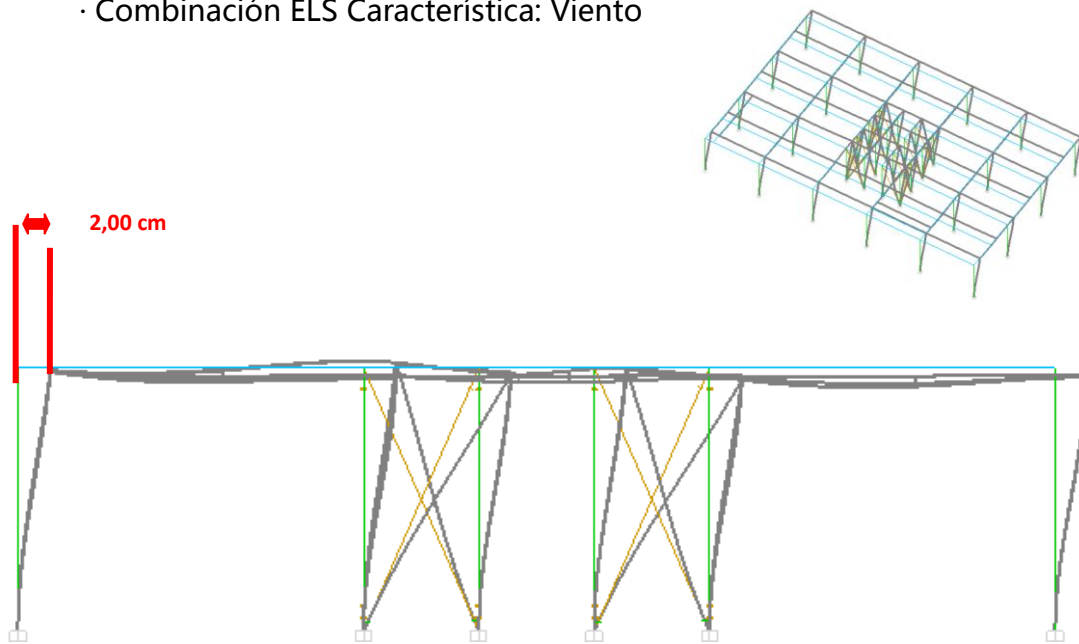


FIG.87.Deformación y desplazamiento horizontal en planta baja con combinación ELS Característica: Viento

El desplome local máximo permitido por la normativa es $H/250$. Teniendo un desplome de 2,00 cm, $500/250 = 2,00 \text{ cm} = 2,00 \text{ cm}$, es decir, el modelo está en el límite que permite la normativa.

- Momentos flectores sobre vigas y esfuerzos axiales sobre pilares:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

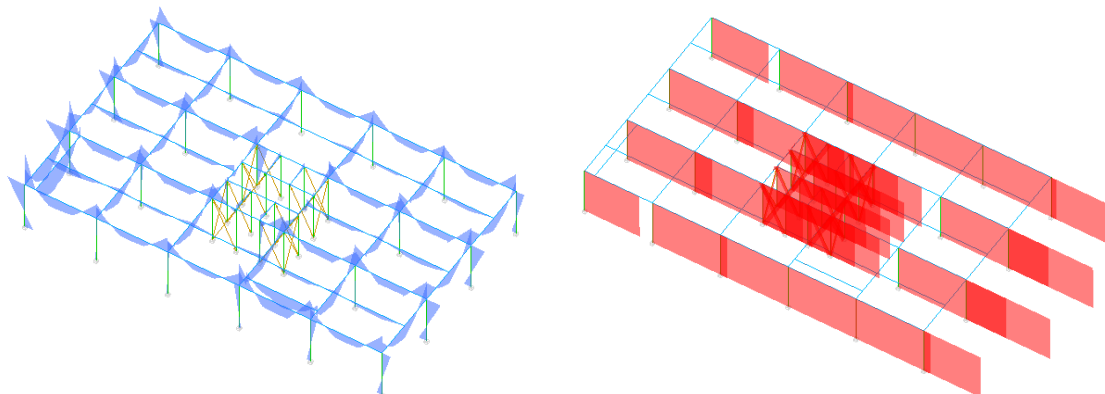


FIG.88.Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiales en pilares en planta baja

- Solicitaciones de momentos flectores sobre forjados en la dirección X y Y:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

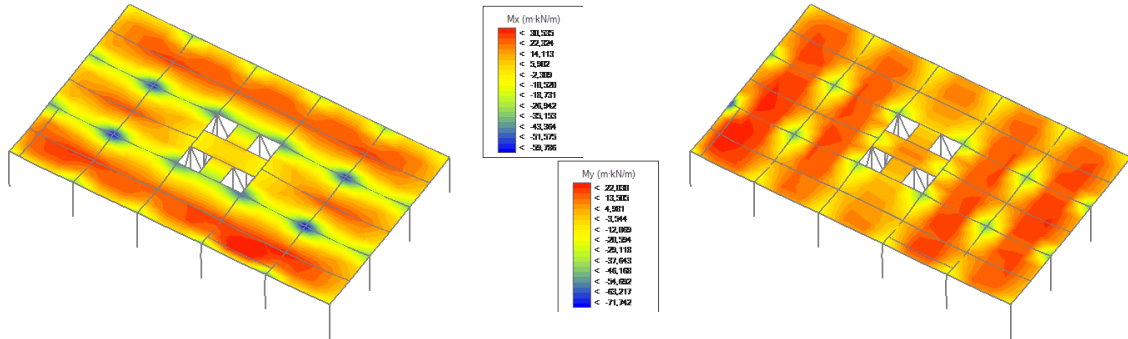


FIG.89.Momentos flectores M_x y M_y en el forjado de planta baja

- Viga más desfavorable de la planta baja:

Peritar Viga 7.1.1 (Barras: 1622, 1632, 1639, 1662, 1669)

Sección
 Tipo de sección: IPE 360
 Propiedades:
 Base: 17,00 cm
 Altura: 36,00 cm
 Área: 72,99 cm²
 Ix: 35,79 cm⁴
 Iy: 1.043,82 cm⁴
 Iz: 16.332,43 cm⁴

Pórtico de vigas
 Nombre del pórtico: 7.1
 Nº de vigas: 1
 Viga actual: 7.1.1
 Longitud viga (m): 6,60
 Comprobaciones: Cumple normativa

Material
 Nombre: ACERO_S275
 Tipo Acero: S275
 Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Resistencia
 ELU desfavorable: 5
 Ten. Von Misses (N/mm²): 260,53
 Coeficiente Resistencia: 0,99 Comprobaciones: Cumple

Pandeo
 ELU desfavorable: 5
 β Pandeo plano XY local: 0,56
 β Pandeo plano XZ local: 0,50
 β Pandeo lateral: 0,00
 Coeficiente Pandeo: 0,97 Comprobaciones: Cumple

Flèche
 ELS desfavorable: 5
 Flecha relativa (elástica) (cm): -1,123
 Flecha activa (cm): 0,449
 Coeficiente Flecha activa: 0,27
 Flecha instant. (cm): 0,393
 Coeficiente Flecha instantánea: 0,21
 Flecha casi-perm (cm): 0,842
 Coeficiente Flecha casi-permanente: 0,38

Tipo de vano: Interior
 Flecha activa/L: 1/ 1.469
 Límite Flecha activa: 1/ 400
 Flecha instant./L: 1/ 1.679
 Límite Flecha instantánea: 1/ 350
 Flecha casi-perm/L: 1/ 784
 Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300
 Comprobaciones: Cumple

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los factores de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coefficientes a mostrar
 Seguridad Aprovechamiento

FIG.90.Peritaje de la viga más desfavorable en la planta baja

En esta viga, un IPE 360 cumple por muy poco, ya que se requiere que los coeficientes de resistencia y pandeo sean inferiores a 1 y en este caso equivalen a 0,99 y 0,97 respectivamente.

- Pilar más desfavorable de la planta baja:

Peritar Pilar 44.1 (Barra: 44)

Sección
 Tipo de sección: I HEB 600

Propiedades
 Base: 30,00 cm
 Altura: 60,00 cm
 Área: 270,54 cm²
 Ix: 648,36 cm⁴
 Iy: 13.532,44 cm⁴
 Iz: 171.435,20 cm⁴

Material
 Nombre: ACERO_S275
 Tipo Acero: S275
 Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Columna de pilares
 Ver pilar superior
 Nombre de la columna: 44
 Nº de pilares: 26
 Pilar Actual: 44.1
 Ver pilar inferior
 Longitud pilar (m): 5,00

Resistencia
 ELU desfavorable: 5
 Ten. Von Misses (N/mm²): 592,08
 Coeficiente Resistencia: 2,26
 Comprobaciones: **Falla**

Pandeo
 ELU desfavorable: 5
 β Pandeo plano XY local: 0,55
 β Pandeo plano XZ local: 0,51
 β Pandeo lateral: 0,00
 Chi Z: 1,00
 Chi Y: 0,92
 Chi lateral: 1,00
 Coeficiente Pandeo: 1,98
 Comprobaciones: **Falla**

Flecha (no aplicable en pilar)
 ELS desfavorable:
 Flecha relativa (elástica) (cm):
 Flecha activa (cm):
 Coeficiente Flecha activa:
 Flecha instant. (cm):
 Coeficiente Flecha instantánea:
 Flecha casi-perm (cm):
 Coeficiente Flecha casi-permanente:
 Tipo de vano:
 Flecha activa/L: 1/
 Límite Flecha activa: 1/ 400
 Flecha instant./L: 1/
 Límite Flecha instantánea: 1/ 350
 Flecha casi-perm/L 1/
 Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300
 Comprobaciones: **Cumple**

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los factores de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coeficientes a mostrar
 Seguridad Aprovechamiento

FIG.91. Peritaje del pilar más desfavorable en planta baja

Como se esperaba, para esta planta se necesitan pilares mayores que HEB 600 para cumplir las condiciones de resistencia y de pandeo.

5. 4. ESTUDIO DEL MODELO DE PLANTA TIPO II: Planta 20

- Modelo de cálculo:

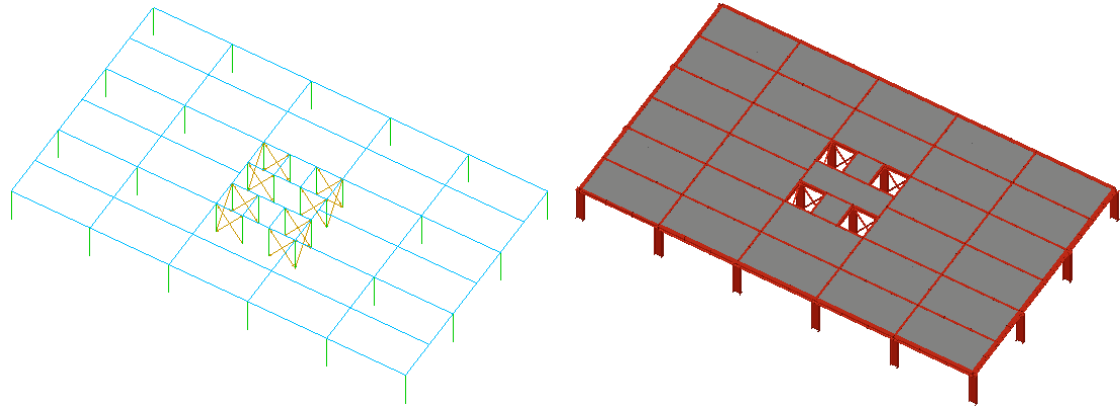


FIG.92. Modelo de cálculo de la planta tipo II

El forjado tipo II (Planta 20) se diferencia del forjado tipo I (Planta 2) en el tamaño de los pilares. En este caso tiene asignados HEB 340 en contraste con los HEB 600 que tiene la planta tipo I. Por otra parte, las cargas totales acumuladas y las deformaciones producidas son menores en la planta tipo II

- Deformada:

· Combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

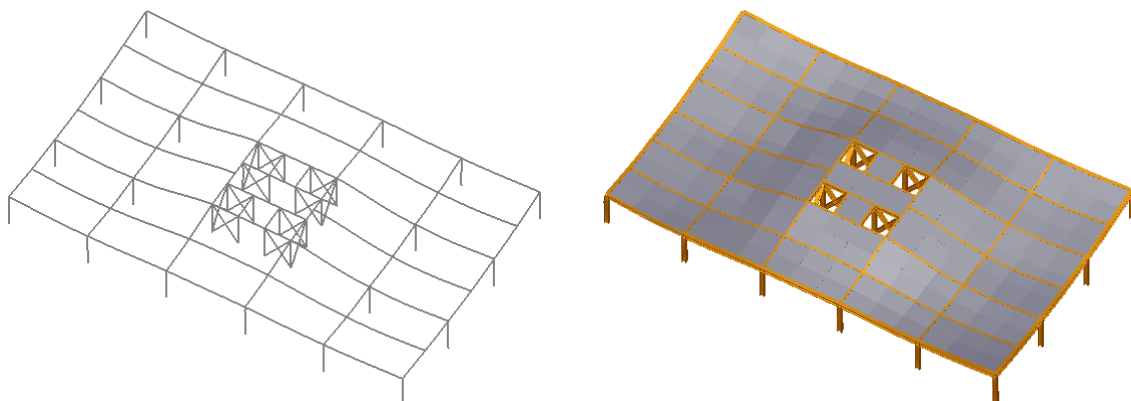


FIG.93. Deformación en planta tipo II con combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

Realizando un análisis con la combinación ELS, se comprueba que todos los elementos horizontales cumplen la condición de flecha máxima, como se va a mostrar en la Figura 97.

- Deformación y desplazamiento horizontal:

- Combinación ELS Característica: Viento



FIG.94. Deformación y desplazamiento horizontal en planta tipo II con combinación ELS Característica: Viento

El desplome local máximo permitido por la normativa es $H/250$. Teniendo un desplome de $45,17 - 42,97 = 2,20$ cm, $320/250 = 1,28$ cm $< 2,20$ cm, es decir, el modelo no cumple la normativa.

- Momentos flectores sobre vigas y esfuerzos axiales sobre pilares:

- Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

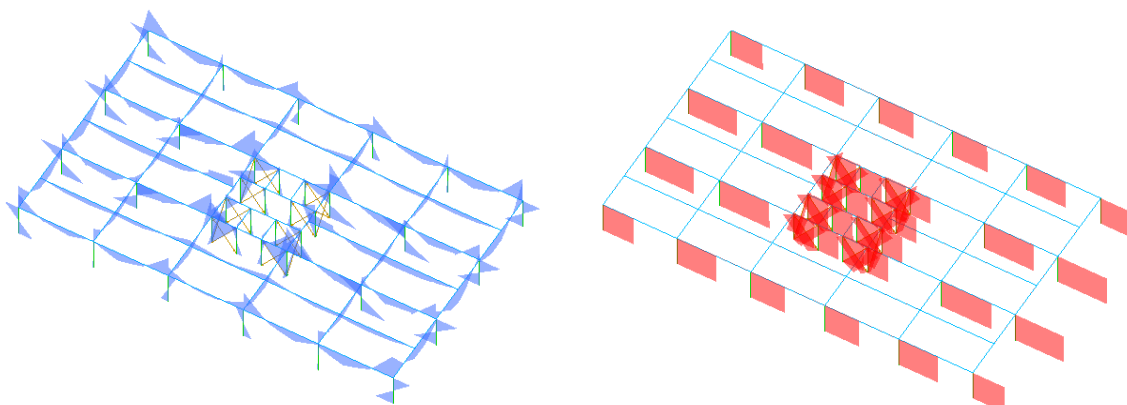


FIG.95. Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiales en pilares en planta tipo II

- Solicitaciones de momentos flectores sobre forjados en la dirección X y Y:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

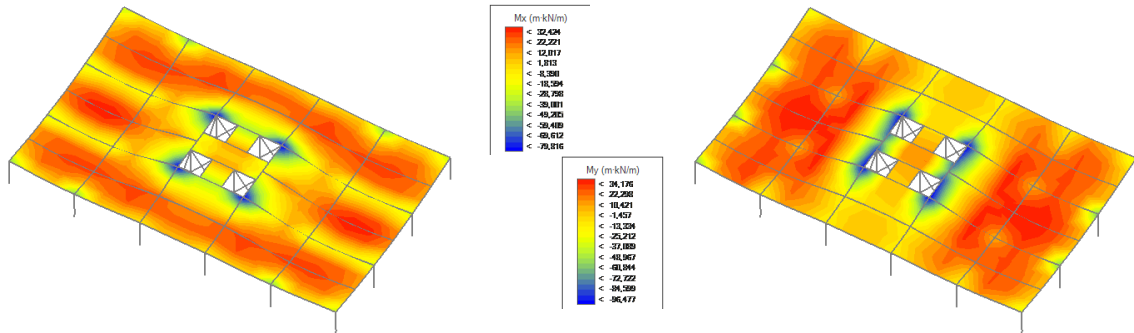


FIG.96. Momentos flectores M_x y M_y en el forjado de planta tipo II

- Viga más desfavorable de la planta tipo II:

Peritar Viga 5.20.5 (Barras: 5255, 5261, 5282, 5288)

Sección

Tipo de sección: IPE 360

Propiedades

Base: 17,00 cm
 Altura: 36,00 cm
 Área: 72,99 cm²
 Ix: 35,79 cm⁴
 Iy: 1.043,82 cm⁴
 Iz: 16.332,43 cm⁴

Material

Nombre: ACERO_S275
 Tipo Acero: S275
 Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Pórtico de vigas

< Ver viga anterior

Nombre del pórtico: 5.20
 Nº de vigas: 5
 Viga actual: 5.20.5

Ver viga siguiente >

Longitud viga (m): 6,60

Comprobaciones

Cumple normativa

Guardar Restablecer

<< Información básica

Resistencia

ELU desfavorable: 5
 Ten. Von Misses (N/mm²): 242,54
 Coeficiente Resistencia: 0,88 Comprobaciones: Cumple

Pandeo

ELU desfavorable: 5
 β Pandeo plano XY local: 0,53 Chi Z: 0,98
 β Pandeo plano XZ local: 0,50 Chi Y: 0,59
 β Pandeo lateral: 0,00 Chi lateral: 1,00
 Coeficiente Pandeo: 0,37 Comprobaciones: Cumple

Flecha

ELS desfavorable: 1
 Flecha relativa (elástica) (cm): 0,776 Tipo de vano: Interior
 Flecha activa (cm): 0,310 Flecha activa/L: 1/ 2.126
 Coeficiente Flecha activa: 0,19 Límite Flecha activa: 1/ 400
 Flecha instant. (cm): 0,272 Flecha instant./L: 1/ 2.430
 Coeficiente Flecha instantánea: 0,14 Límite Flecha instantánea: 1/ 350
 Flecha casi-perm (cm): 0,582 Flecha casi-perm/L 1/ 1.134
 Coeficiente Flecha casi-permanente: 0,26 Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300
 Comprobaciones: Cumple

Coeficientes a mostrar
 Seguridad Aprovechamiento

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los factores de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

FIG.97. Peritaje de la viga más desfavorable en la planta tipo II

Todos los elementos horizontales de este forjado cumplen sobradamente tanto a resistencia, como a flecha. Todas las vigas pueden reducirse uno o dos perfiles y seguirían cumpliendo.

- Pilar más desfavorable de la planta tipo II:

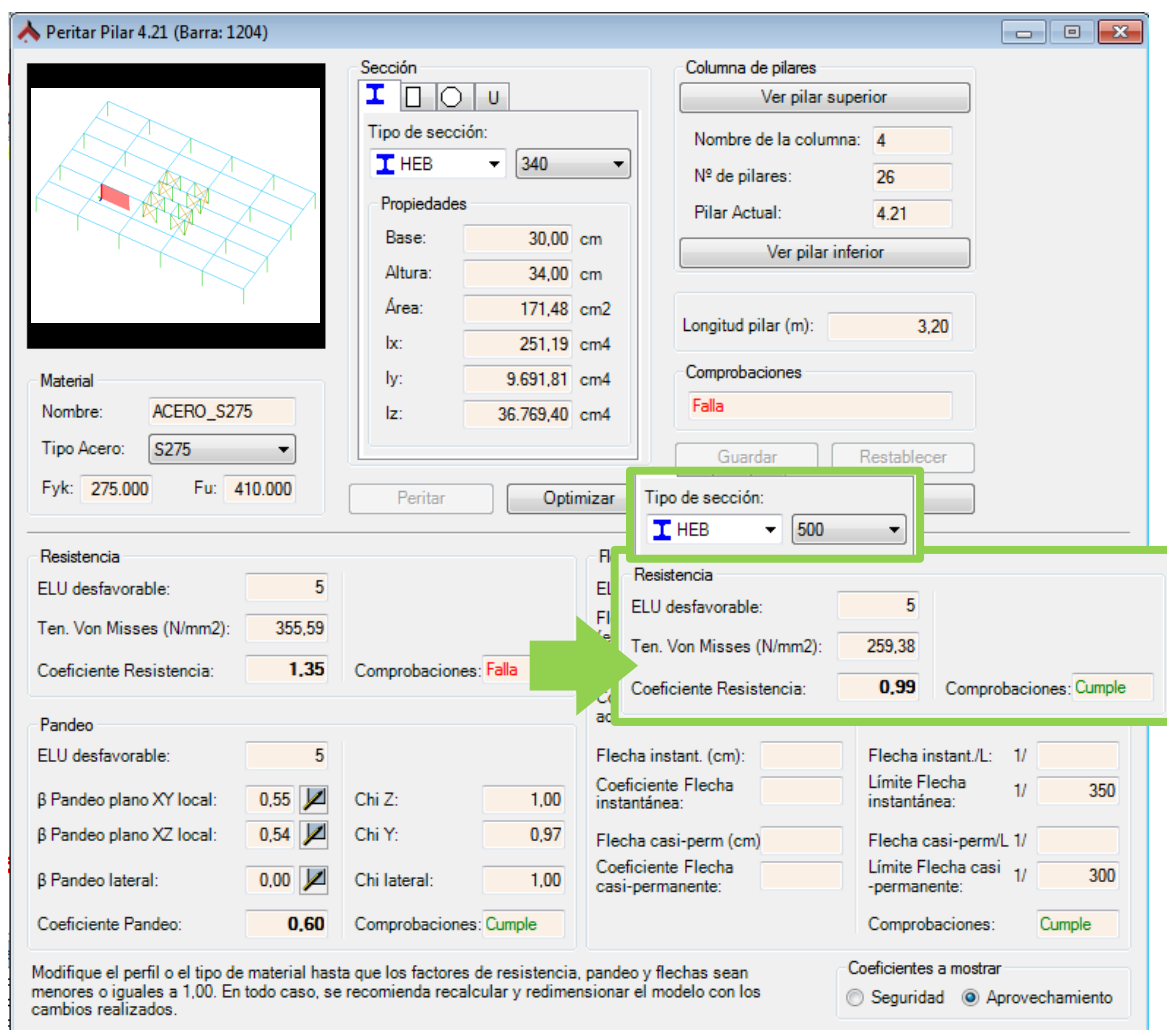


FIG.98.Peritaje del pilar más desfavorable en planta tipo II

Los perfiles HEB 340 no cumplen a resistencia, teniendo un coeficiente de 1,35. Se ha ido aumentando el tamaño de los pilares hasta HEB 500 para que cumpla. En consecuencia, todos los pilares de planta tipo II pasan a tener un HEB 500.

5. 5. ESTUDIO DEL MODELO DE PLANTA DE CUBIERTAS:

- Modelo de cálculo:

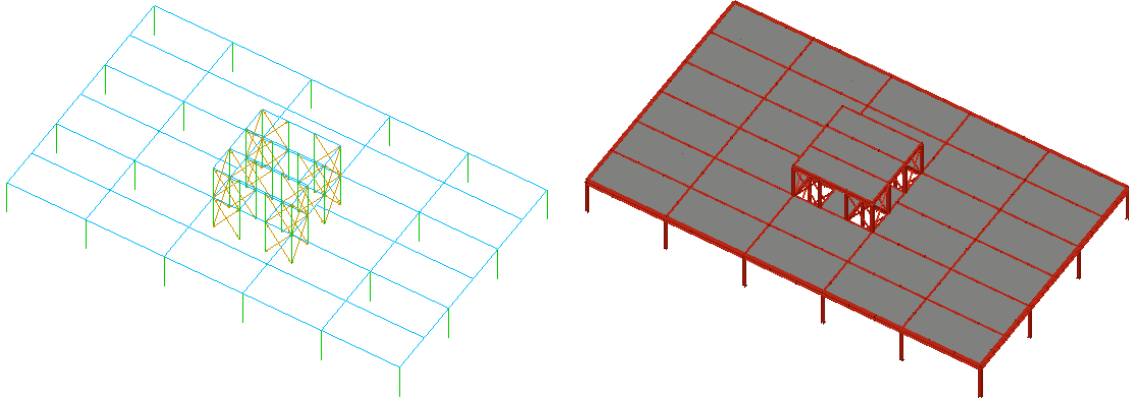


FIG.99. Modelo de cálculo de la planta de cubiertas

El forjado de planta de cubiertas se diferencia del de la planta tipo en el nivel de acciones aplicadas. Por una parte, recibe muchas menos cargas permanentes. Por otra, el peso de la nieve es más grande que el de sobrecarga uso, por lo que se utilizara una combinación que valore la nieve como acción principal.

- Deformada:

· Combinación ELS Característica: Gravitatoria Nieve

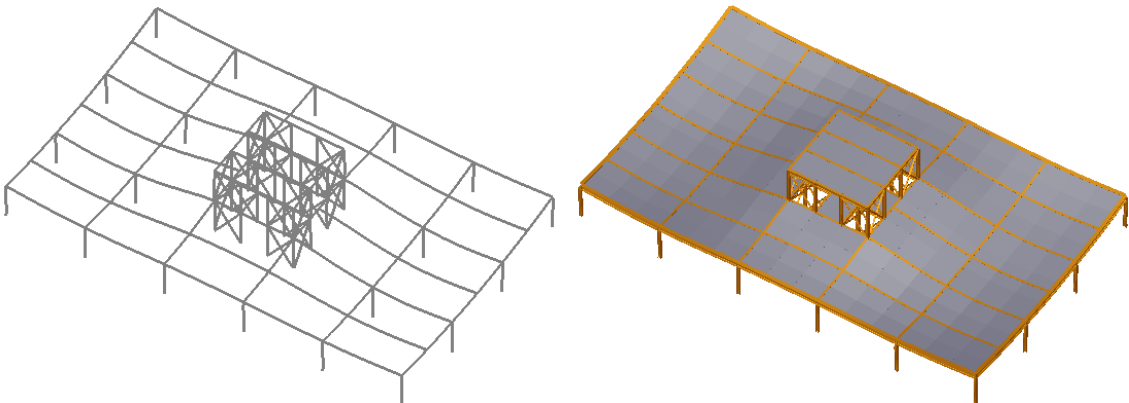


FIG.100. Deformación en planta de cubiertas con combinación ELS Característica: Gravitatoria Nieve

Realizando un análisis con la combinación ELS, se comprueba que todos los elementos horizontales cumplen la condición de flecha máxima, como se va a mostrar en la Figura 104.

- Deformación y desplazamiento horizontal:
 - Combinación ELS Característica: Viento

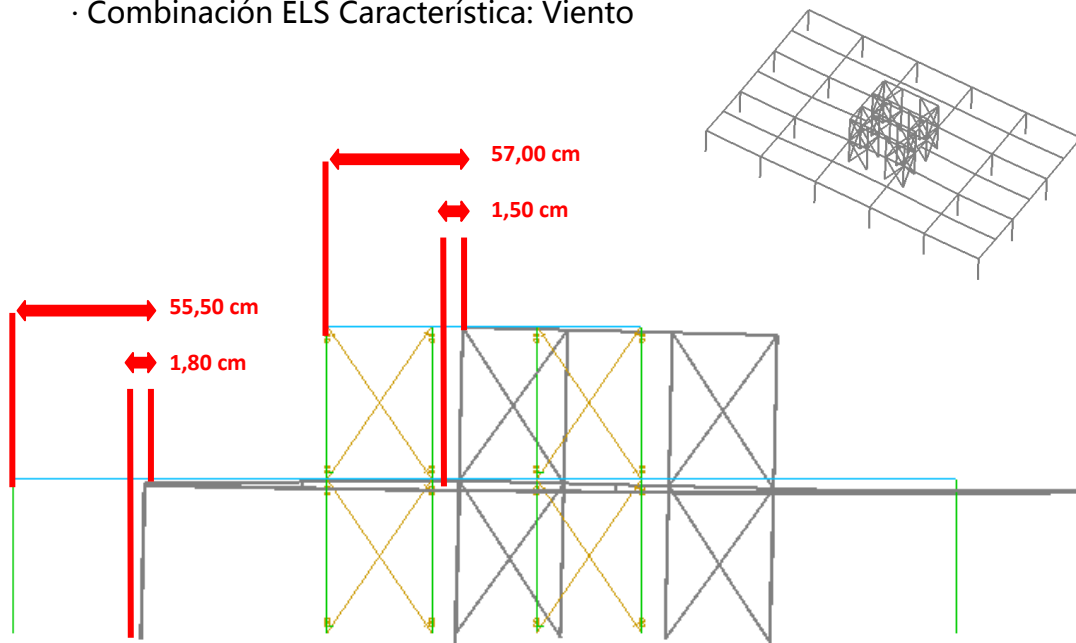


FIG. 101. Deformación y desplazamiento horizontal en planta cubiertas con combinación ELS Característica: Viento

El desplome local máximo permitido por la normativa es $H/250$. Teniendo un desplome de $55,50 - 53,70 = 1,80$ cm, $320/250 = 1,28$ cm $< 1,80$ cm, es decir, el modelo no cumple la normativa.

- Momentos flectores sobre vigas y esfuerzos axiales sobre pilares:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Nieve

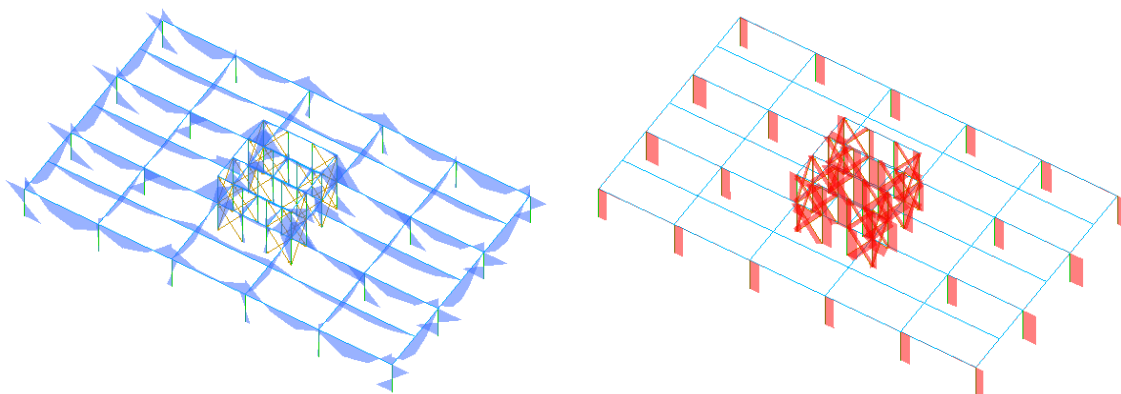


FIG. 102. Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiales en pilares en planta de cubiertas

- Solicitaciones de momentos flectores sobre forjados en la dirección X y Y:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Nieve

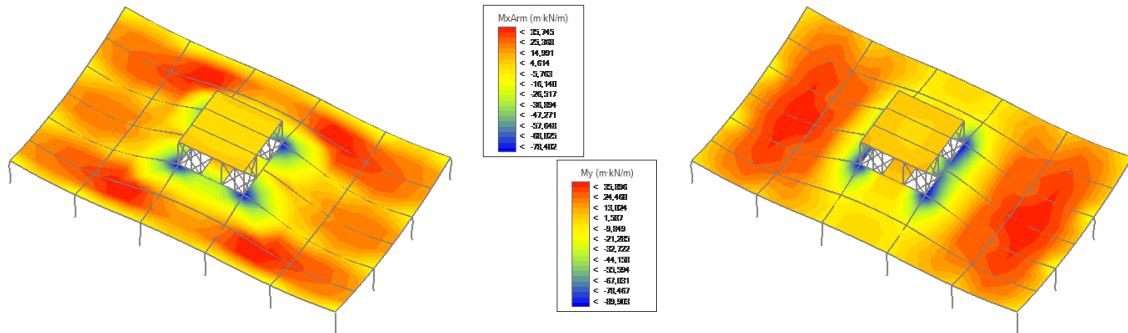


FIG.103.Momentos flectores Mx y My en el forjado de planta de cubiertas

- Viga más desfavorable de la planta de cubiertas:

Peritar Viga 18.26.2 (Barras: 6349, 6350, 6351)

Material
 Nombre: ACERO_S275
 Tipo Acero: S275
 Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Sección
 Tipo de sección: IPE 360
 Propiedades
 Base: 17,00 cm
 Altura: 36,00 cm
 Área: 72,99 cm²
 Ix: 35,79 cm⁴
 Iy: 1.043,82 cm⁴
 Iz: 16.332,43 cm⁴

Pórtico de vigas
 Nombre del pórtico: 18.26
 Nº de vigas: 7
 Viga actual: 18.26.2
 Longitud viga (m): 6,60
 Comprobaciones: **Cumple normativa**

Resistencia
 ELU desfavorable: 1
 Ten. Von Misses (N/mm²): 218,86
 Coeficiente Resistencia: **0.82**
 Comprobaciones: **Cumple**

Flecha
 ELS desfavorable: 1
 Flecha relativa (elástica) (cm): -2,376
 Flecha activa (cm): 0,951
 Coeficiente Flecha activa: **0.58**
 Flecha instant. (cm): 0,832
 Coeficiente Flecha instantánea: **0.44**
 Flecha casi-perm (cm): 1,782
 Coeficiente Flecha casi-permanente: **0.81**

Tipo de vano: Interior
 Flecha activa/L: 1/ 694
 Límite Flecha activa: 1/ 400
 Flecha instant./L: 1/ 794
 Límite Flecha instantánea: 1/ 350
 Flecha casi-perm/L: 1/ 370
 Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300
 Comprobaciones: **Cumple**

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los factores de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coeficientes a mostrar
 Seguridad Aprovechamiento

FIG.104.Peritaje de la viga más desfavorable en la planta de cubiertas

Todos los elementos horizontales de este forjado cumplen sobradamente tanto a resistencia, como a flecha. Todas las vigas pueden reducirse uno o dos perfiles y seguirían cumpliendo.

- Pilar más desfavorable de la planta de cubiertas:

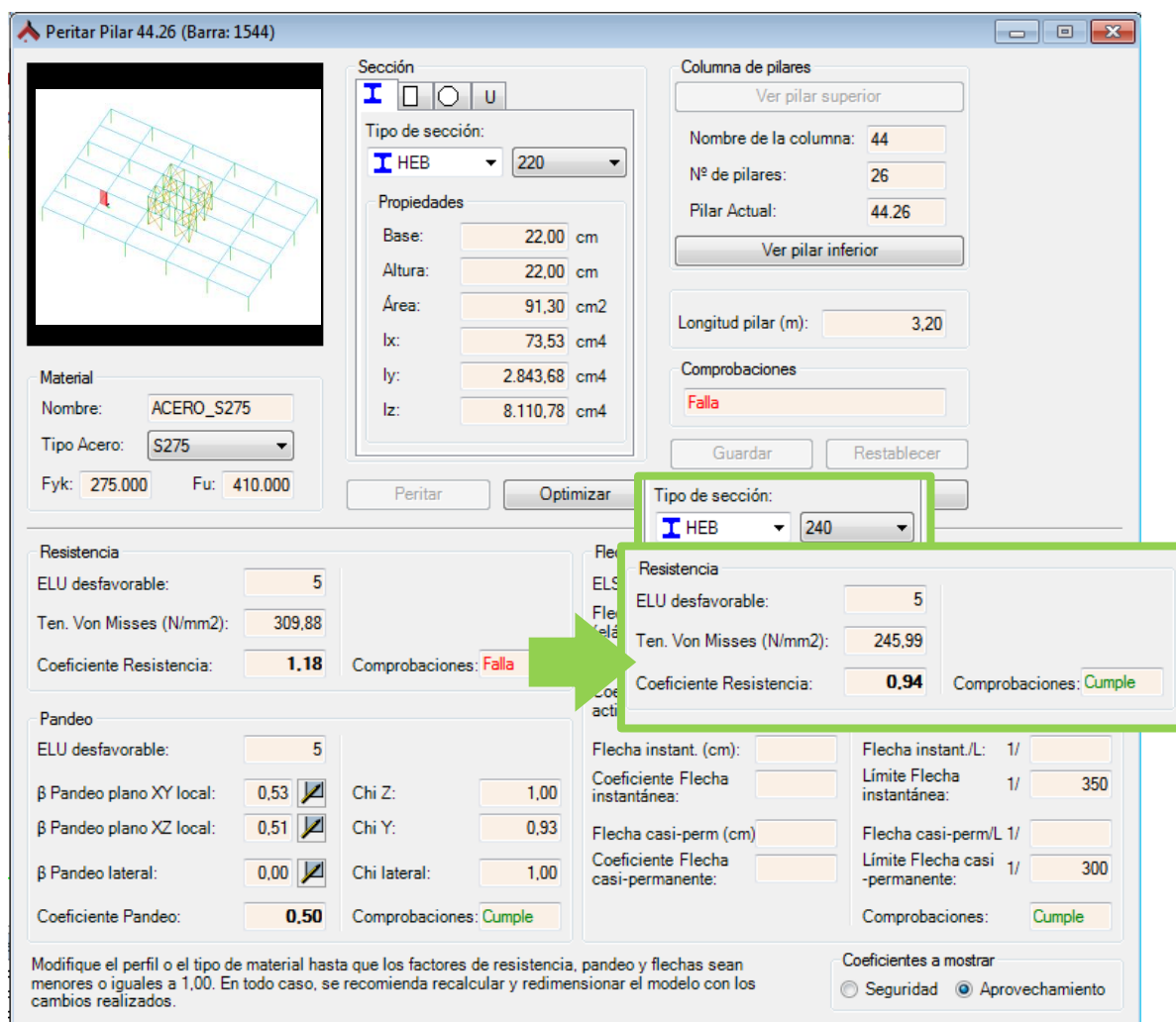


FIG. 105. Peritaje del pilar más desfavorable en planta de cubiertas

Los perfiles HEB 220 no cumplen a resistencia por muy poco, teniendo un coeficiente de 1,18. Por tanto, será suficiente con aumentar a HEB 240 en toda la planta de cubiertas.

5. 6. ESTUDIO DEL MODELO DEL EDIFICIO EN CONJUNTO:

- Modelo de cálculo:

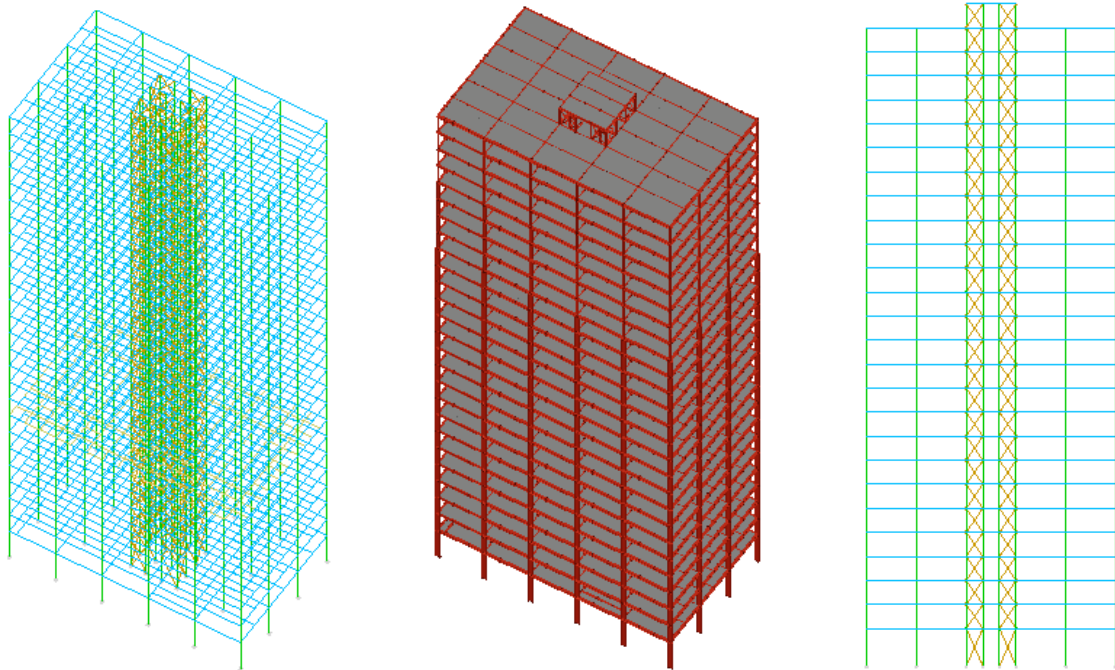


FIG.106.Modelo de cálculo de la torre

El modelo de cálculo consta de veintiséis plantas con las siguientes características:

- Pilares HEB 220 en las plantas 23-26, HEB 340 en las plantas 19-22, HEB 600 en las plantas 01-18.
- Vigas HEB 400 en todo el perímetro de cada forjado.
- Vigas IPE 360 el resto de vigas.
- Tirantes HEB 100 en todo el núcleo rígido de cruces de San Andrés.
- Forjado de hormigón de 19 cm de espesor.

- Deformada:

· Combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

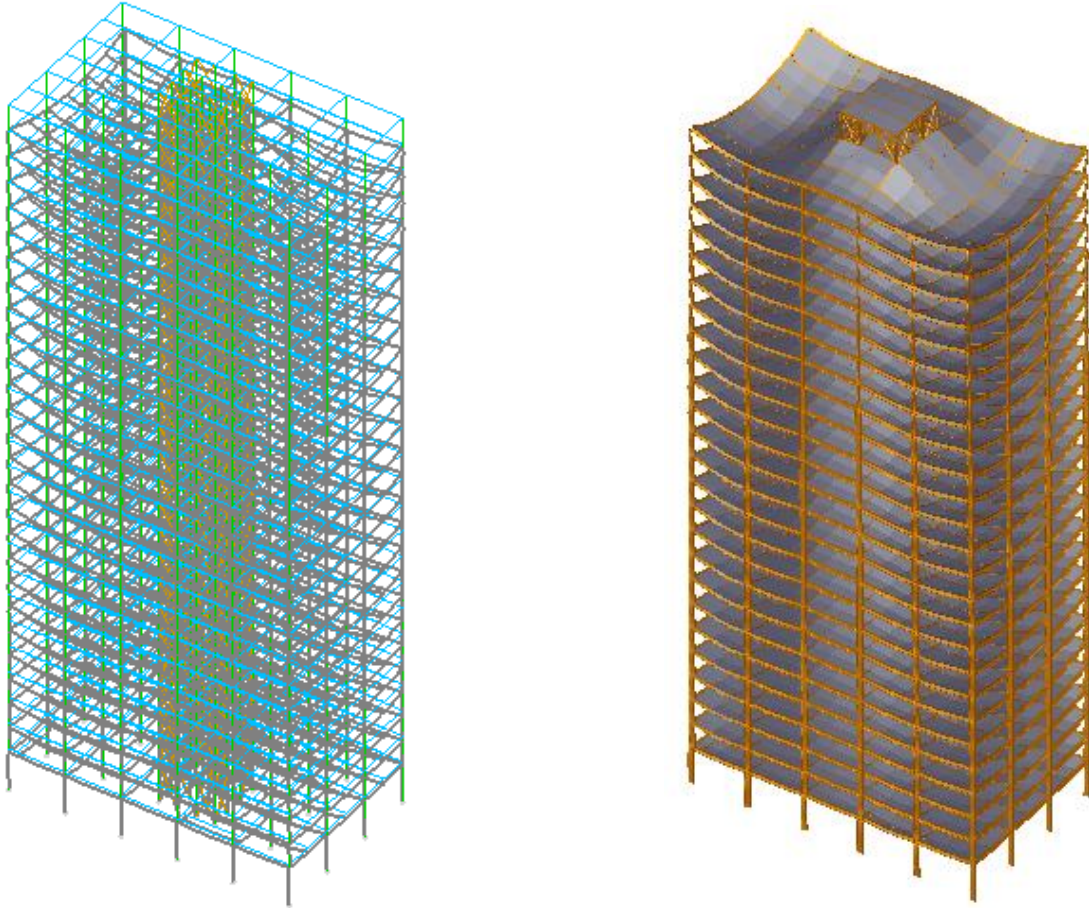


FIG. 107. Deformación con combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso

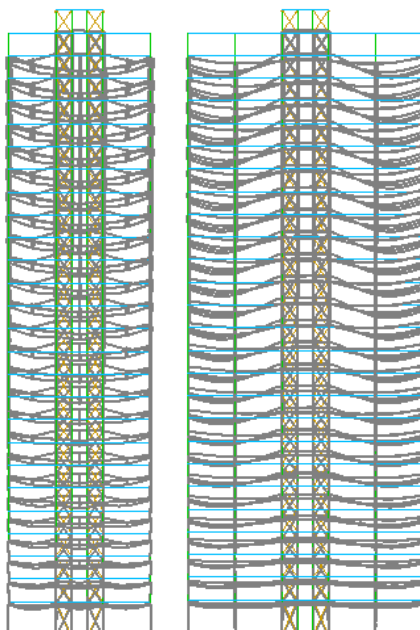


FIG. 108. Deformación vertical con ELS

El sector de mayor deformación corresponde con la zona más cargada y, por tanto, con la zona en la que los pilares están sometidos a esfuerzos axiales de compresión mayores. Es decir, se trata de un ámbito donde los pilares se acortan más y, teniendo un efecto acumulativo a lo largo de veintiséis plantas, produce este grafico de deformaciones.

- Deformación y estabilidad frente a cargas horizontales de viento:

· Combinación ELS Característica: Viento

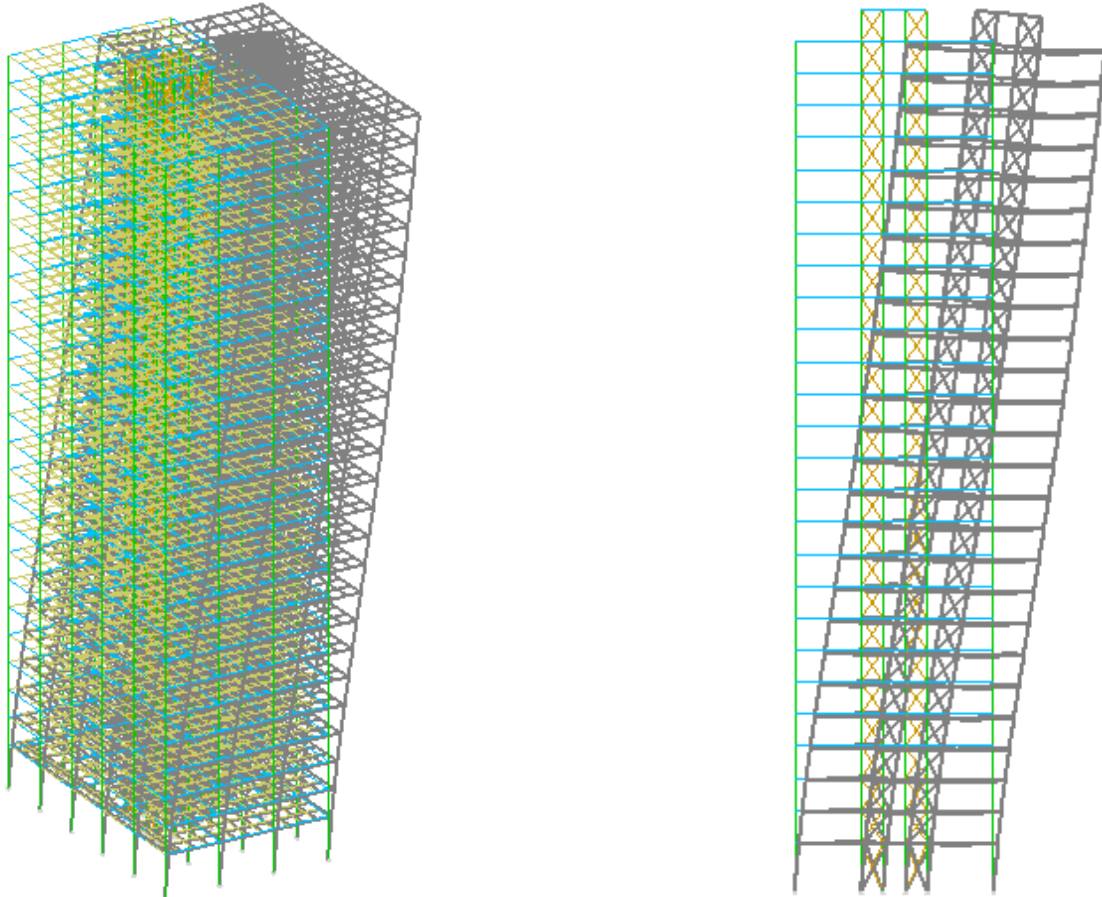


FIG.109.Deformación horizontal con combinación ELS Característica: Viento

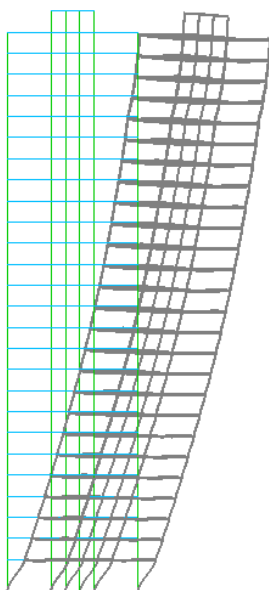


FIG.110.Deformación sin rigidizar del núcleo

A efectos de pandeo y de desplazamiento horizontal la combinación más desfavorable es ELS Característica Viento, pues es la que más deformación horizontal produce.

En las Figuras 109 y 110 se puede comparar la deformación producida con o sin rigidizar el núcleo de comunicación vertical. Por tanto, el núcleo rígido aporta una buena estabilidad horizontal frente a las cargas de viento.

- Deformación horizontal:
 - Combinación ELS Característica: Viento

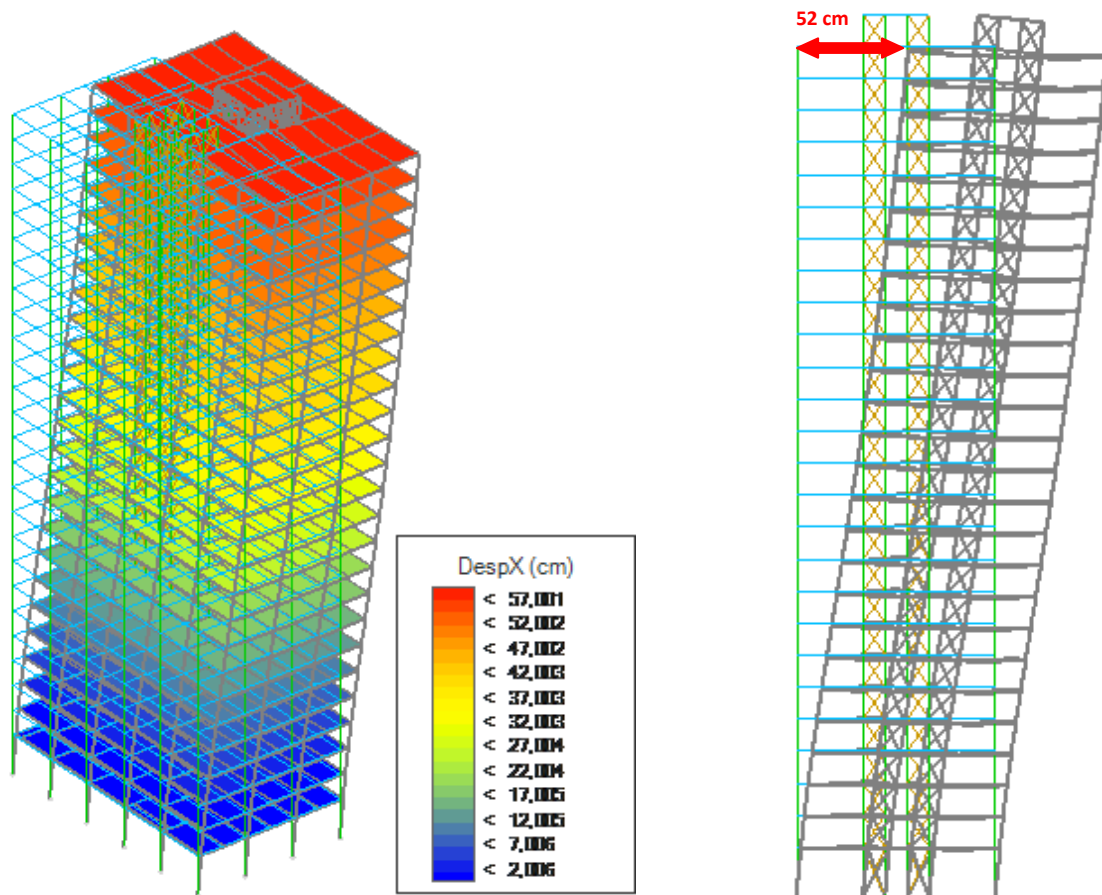


FIG.111.Desplazamiento horizontal con combinación ELS Característica: Viento

El desplazamiento horizontal total máximo permitido por la normativa es $H/500$, siendo H la altura total del edificio. En nuestro caso, $8500/500 = 17 \text{ cm} < 52 \text{ cm}$, por lo que el modelo de cálculo no cumple esta norma. Incluso mediante perfiles HEB 400 para las diagonales seguiría sin cumplir a las limitaciones de desplazamiento global del CTE.

- Solicitaciones de esfuerzos axiales sobre elementos verticales:

· Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

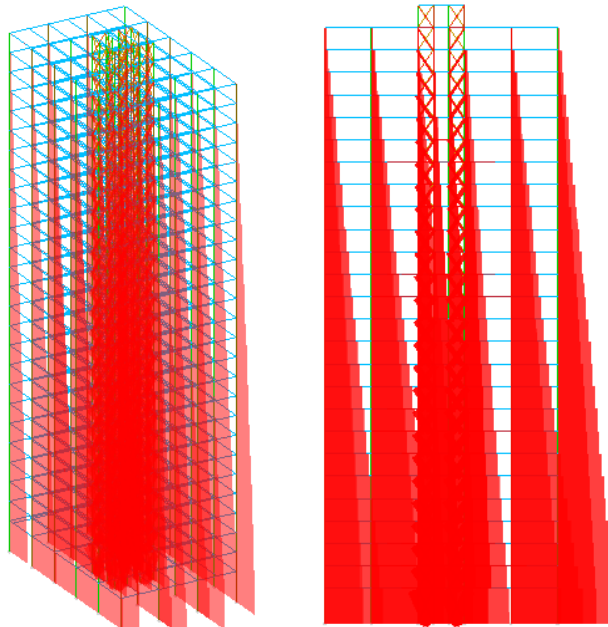


FIG. 112. Diagramas de esfuerzos axiales en pilares

Los esfuerzos axiales en los pilares van creciendo a medida que disminuye la altura, pues las cargas aplicadas a nivel de cada planta se van acumulando hasta transmitir a la cimentación una carga máxima del orden de 10.000 KN.

- Solicitaciones de momentos flectores sobre elementos horizontales:

· Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

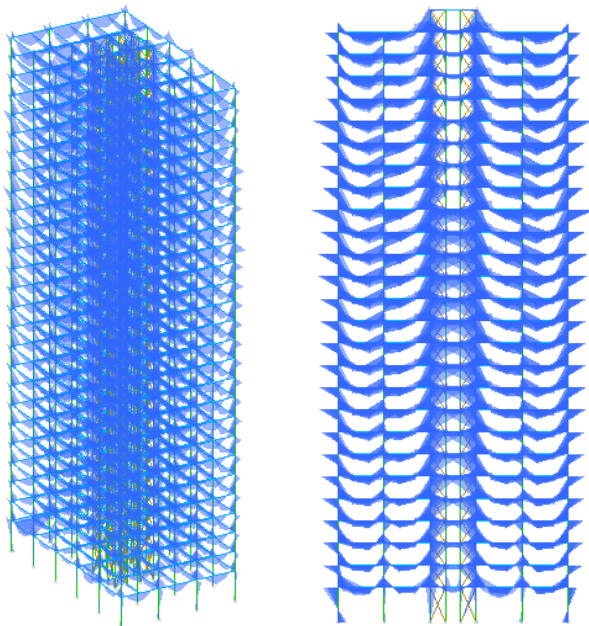


FIG. 113. Diagramas de momentos flectores en vigas

Los elementos estructurales horizontales más solicitados son los que se sitúan en el perímetro de cada planta debido al peso que ejerce el cerramiento de muro cortina sobre ellos, además de las cargas gravitatorias de forjado correspondientes a su ámbito de aplicación.

- Solicitaciones de momentos flectores sobre los forjados en la dirección X:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

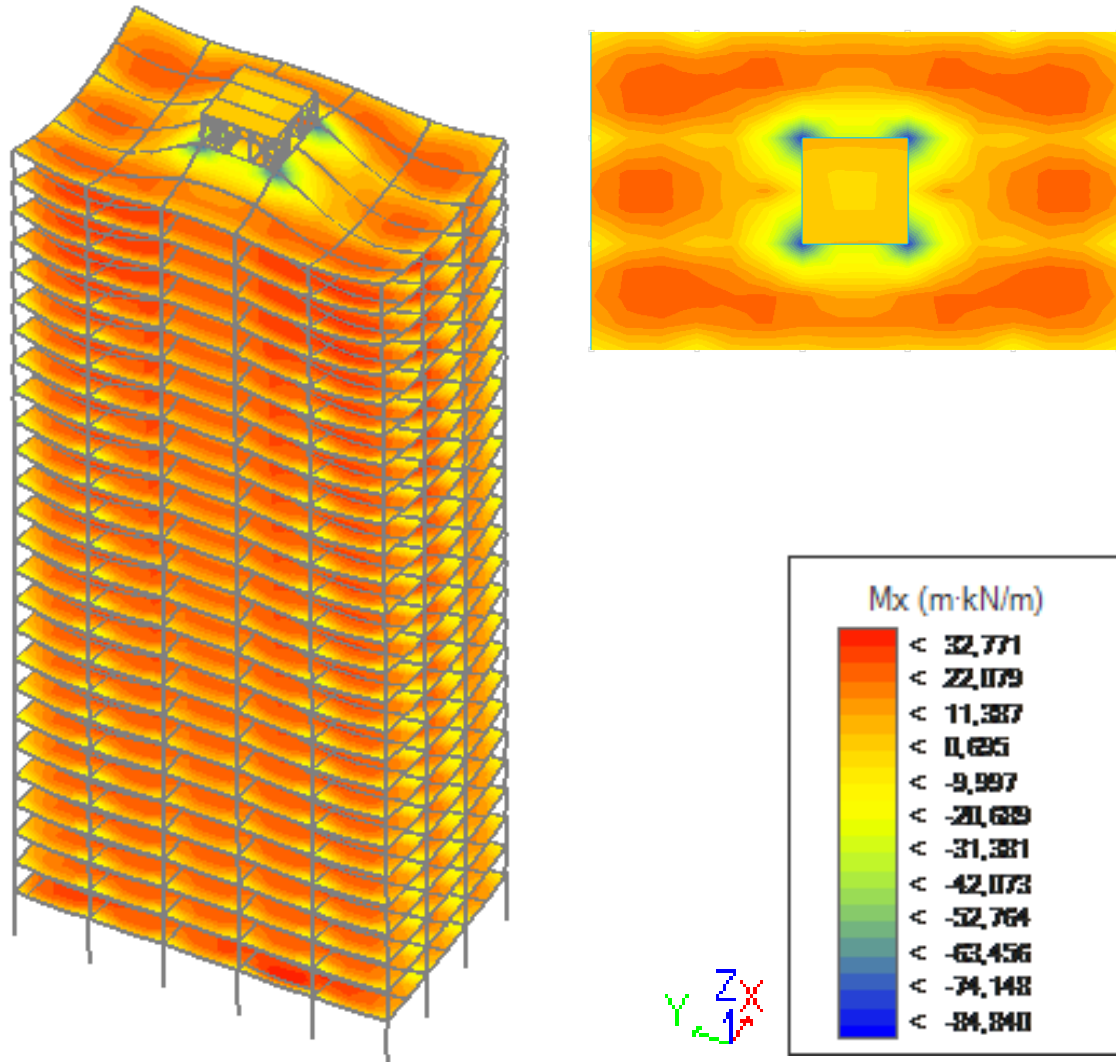


FIG.114. Diagramas de momentos flectores M_x en forjados

En la dirección X, los momentos flectores positivos más grandes se ubican en las zonas centrales de cada una de las tres crujeas longitudinales. A medida que nos acercamos a las vigas longitudinales, el momento se va reduciendo hasta alcanzar valores muy pequeños..

Por otra parte, cercano al núcleo central del edificio se producen momentos negativos muy grandes (del orden de 85 KN·m), debido a la rigidez que aporta el centro de comunicación vertical..

- Solicitaciones de momentos flectores sobre los forjados en la dirección Y:
 - Combinación ELU Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

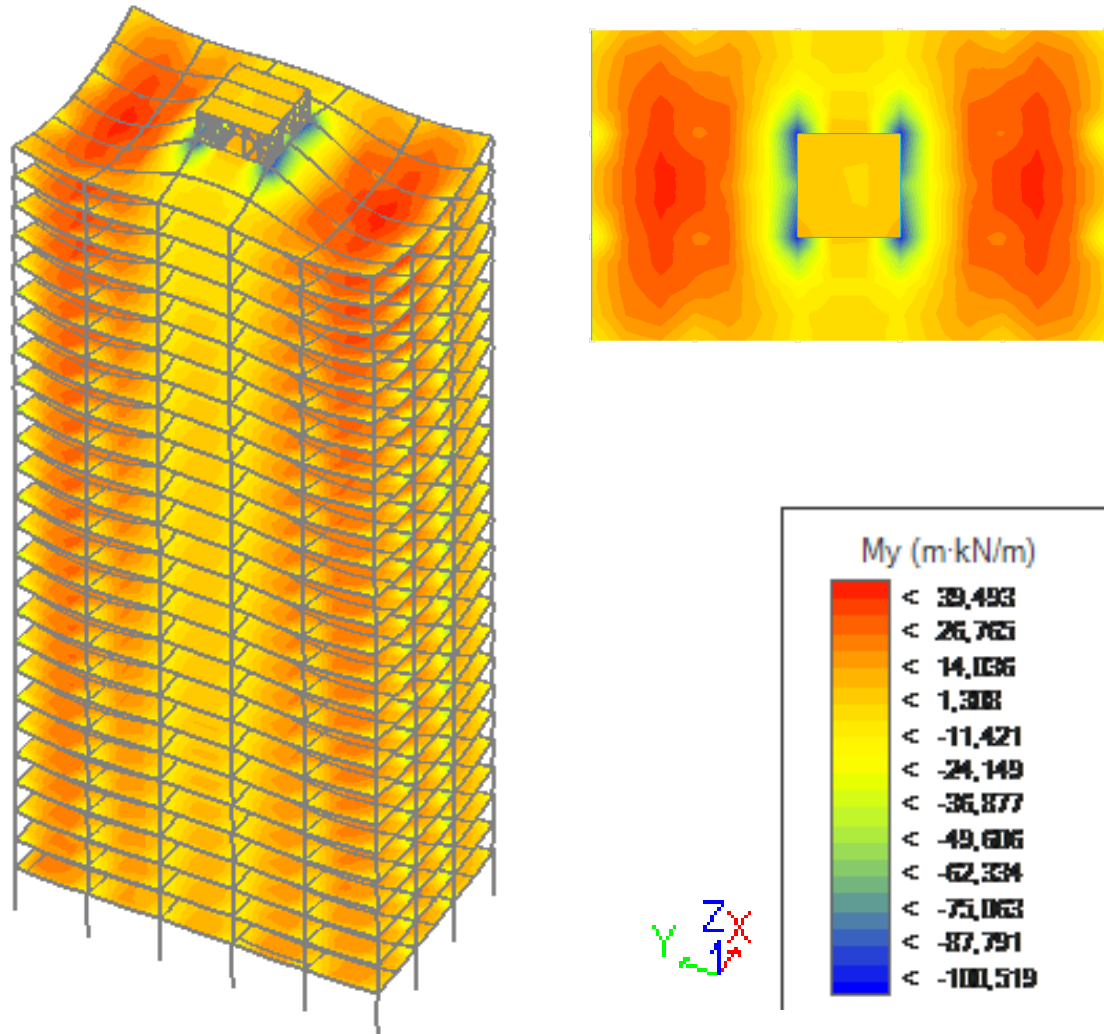


FIG.115. Diagramas de momentos flectores M_y en forjados

En la dirección Y, se produce el momento flector positivo máximo en la crujía central de los dos extremos con un valor de 39,49 KN·m. A partir de ese punto, la intensidad del momento se reduce radialmente hasta obtener valores muy pequeños.

En cuanto a la zona central, ocurre lo mismo que en la dirección X: los momentos negativos máximos se alcanzan en los puntos donde nacen los cuatro pilares del núcleo central a causa de la rigidez que aportan a la estructura, pero llegando esta vez a los -100 KN·m.

- Resumen del análisis de los elementos estructurales:

· Vigas:

	Perfil	Normativa
Principales	IPE 360	Cumplen todos
Perimetrales	HEB 400	Cumplen todos

FIG. 116. Resumen de elementos estructurales horizontales

· Pilares:

	Perfil	Normativa
Planta 26	HEB 240	Cumplen todos
Planta 25	HEB 260	Cumplen todos
Planta 24	HEB 280	Cumplen todos
Planta 23	HEB 280	Cumplen todos
Planta 22	HEB 500	Cumplen todos
Planta 21	HEB 500	Cumplen todos
Planta 20	HEB 500	Cumplen todos
Planta 19	HEB 500	Cumplen todos
Planta 18	HEB 600	Fallan 10 de 36
Planta 17	HEB 600	Fallan 12 de 36
Planta 16	HEB 600	Fallan 12 de 36
Planta 15	HEB 600	Fallan 14 de 36
Planta 14	HEB 600	Fallan 14 de 36
Planta 13	HEB 600	Fallan 16 de 36
Planta 12	HEB 600	Fallan 16 de 36
Planta 11	HEB 600	Fallan 16 de 36
Planta 10	HEB 600	Fallan 18 de 36
Planta 09	HEB 600	Fallan 18 de 36
Planta 08	HEB 600	Fallan 18 de 36
Planta 07	HEB 600	Fallan 20 de 36
Planta 06	HEB 600	Fallan 20 de 36
Planta 05	HEB 600	Fallan 24 de 36
Planta 04	HEB 600	Fallan 24 de 36
Planta 03	HEB 600	Fallan 24 de 36
Planta 02	HEB 600	Fallan 28 de 36
Planta 01	HEB 600	Fallan 32 de 36

FIG. 117. Resumen de elementos estructurales verticales

· Núcleo de rigidización:

	Perfil	Normativa
Planta 26	HEB 200	Cumplen todos
Planta 25	HEB 200	Cumplen todos
Planta 24	HEB 200	Cumplen todos
Planta 23	HEB 200	Cumplen todos
Planta 22	HEB 200	Cumplen todos
Planta 21	HEB 200	Cumplen todos
Planta 20	HEB 200	Cumplen todos
Planta 19	HEB 200	Cumplen todos
Planta 18	HEB 200	Cumplen todos
Planta 17	HEB 200	Cumplen todos
Planta 16	HEB 200	Cumplen todos
Planta 15	HEB 200	Cumplen todos
Planta 14	HEB 200	Cumplen todos
Planta 13	HEB 200	Cumplen todos
Planta 12	HEB 200	Cumplen todos
Planta 11	HEB 200	Cumplen todos
Planta 10	HEB 400	Cumplen todos
Planta 09	HEB 400	Cumplen todos
Planta 08	HEB 400	Cumplen todos
Planta 07	HEB 400	Cumplen todos
Planta 06	HEB 400	Cumplen todos
Planta 05	HEB 400	Cumplen todos
Planta 04	HEB 400	Cumplen todos
Planta 03	HEB 400	Cumplen todos
Planta 02	HEB 400	Cumplen todos
Planta 01	HEB 400	Cumplen todos

FIG.118.Resumen de elementos estructurales diagonales

* Las tablas de las Figuras 116, 117 y 118 son el resumen de los elementos estructurales tras ser redimensionados para que cumplan las condiciones de resistencia, pandeo y flexión, a excepción de los pilares HEB 600, siendo estos los únicos que no cumplen la normativa.

- Al modificar los tamaños de los perfiles, los valores de desplome total del edificio han variado. A continuación se comprueban los nuevos valores de desplazamiento horizontal:

· Combinación ELS Característica: Viento

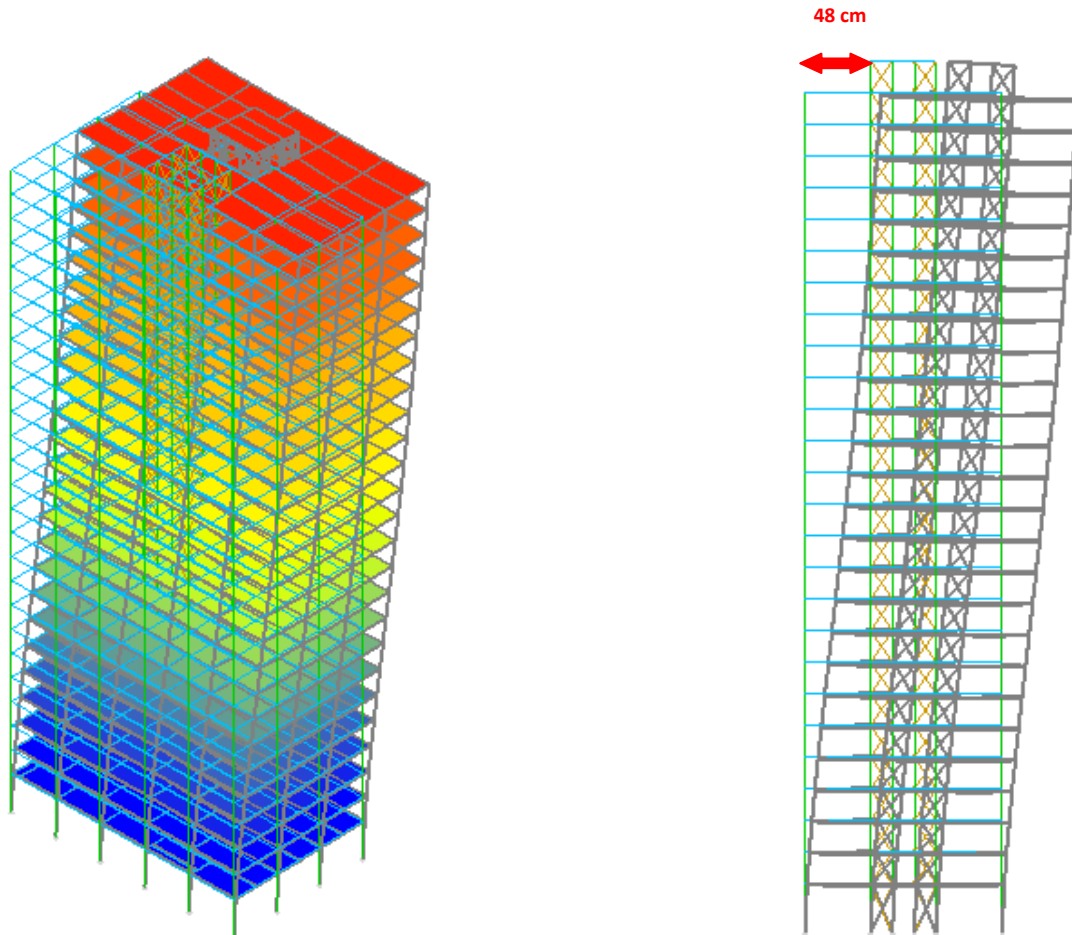


FIG.119.Desplazamiento horizontal con combinación ELS Característica: Viento

El desplazamiento horizontal total máximo permitido por la normativa es $H/500$, siendo H la altura total del edificio. En nuestro caso, $8500/500 = 17 \text{ cm} < 48 \text{ cm}$, por lo que el modelo de cálculo no cumple esta norma.

Incluso habiendo sustituido los perfiles por HEB 400 para las diagonales seguiría sin cumplir a las limitaciones de desplazamiento global del CTE.

5. 7. MODELO FINAL:

La estructura real del Lake Shore Drive de Mies van der Rohe tiene unos pilares mixtos de perfilería metálica y recubrimiento de hormigón. El proyecto, en su origen, no iba a contar con el recubrimiento de hormigón, pero por motivos de protección contra el fuego se utilizó finalmente.

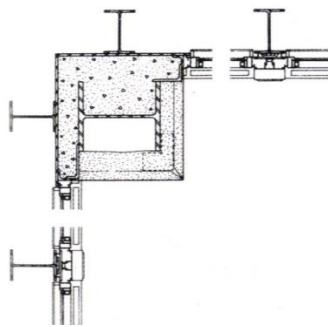


FIG.120.Detalle original del pilar

Pilar de 600 mm x 600 mm

- Perfil de acero W 310x310x313
- Recubrimiento de hormigón
- Revestimiento con chapa metálica

En el modelo de cálculo utilizado para el análisis estructural no se ha podido tener en cuenta la colaboración del hormigón y por esa razón los pilares no cumplen la normativa, aun poniéndolos muy grandes.

A continuación se va a realizar un dimensionado que tenga en cuenta la colaboración de los perfiles de acero y el recubrimiento de hormigón en conjunto.

Datos de partida:

- Perfil HEB 600 de acero S275 con un área de 27.000 mm²
- Hormigón HA-25
- Esfuerzo axial: 10.000 KN (el valor más alto en la planta baja)

Cálculo del área de hormigón necesario:

$$N_d = A \cdot f_{yd}$$

$$N_d = A_y \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad \leftrightarrow \quad A_c = \frac{N_d - A_y \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd}}$$

siendo:

N_d : Axil mayorado

A_y : Área de acero

A_c : Área de hormigón

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero

f_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón

Por tanto,

$$A_c = \frac{10.000 \cdot 10^3 \text{ N} - 27.000 \text{ mm}_2 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1,05}}{0,85 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,50}} = 206.722,69 \text{ mm}^2$$

$$a = \sqrt{A_c} = \sqrt{206.722,69} = 454,67 \text{ mm} \cong 460 \text{ mm}$$

Esta solución no es coherente, pues para poder recubrir el perfil metálico se necesita un ámbito de hormigón mayor que el ámbito éste.

Esta vez se va a reducir el elemento de acero hasta un HEB 400 S275 con un área de 19.780 mm².

$$A_c = \frac{10.000 \cdot 10^3 \text{ N} - 19.780 \text{ mm}_2 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1,05}}{0,85 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,50}} = 340.201,68 \text{ mm}^2$$

$$a = \sqrt{A_c} = \sqrt{340.201,68} = 583,27 \text{ mm} \cong 600 \text{ mm}$$

Esta solución es más coherente que la anterior y además coincide con la dimensión original del proyecto (600 mm x600 mm).

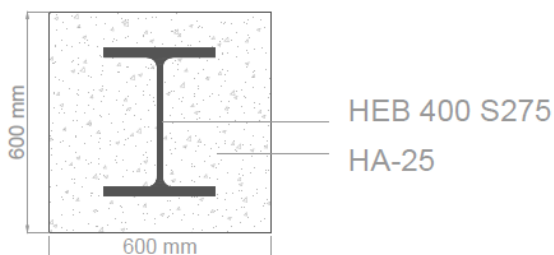


FIG. 121. Detalle final del pilar

- Resumen de elementos estructurales finales:

· Vigas:

	Perfil inicial	Perfil final
Principales	IPE 360	IPE 360
Perimetrales	HEB 400	HEB 400

FIG. 122. Resumen de elementos estructurales horizontales finales

· Pilares:

	Perfil inicial	Perfil final
Planta 26	HEB 240	HEB 220 + horm. 600x600
Planta 25	HEB 260	HEB 220 + horm. 600x600
Planta 24	HEB 280	HEB 220 + horm. 600x600
Planta 23	HEB 280	HEB 220 + horm. 600x600
Planta 22	HEB 500	HEB 300 + horm. 600x600
Planta 21	HEB 500	HEB 300 + horm. 600x600
Planta 20	HEB 500	HEB 300 + horm. 600x600
Planta 19	HEB 500	HEB 300 + horm. 600x600
Planta 18	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 17	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 16	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 15	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 14	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 13	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 12	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 11	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 10	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 09	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 08	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 07	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 06	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 05	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 04	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 03	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 02	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600
Planta 01	HEB 600	HEB 400 + horm. 600x600

FIG. 123. Resumen de elementos estructurales verticales finales

· Núcleo de rigidización:

	Perfil inicial	Perfil final
Planta 26	HEB 200	-
Planta 25	HEB 200	-
Planta 24	HEB 200	-
Planta 23	HEB 200	-
Planta 22	HEB 200	-
Planta 21	HEB 200	-
Planta 20	HEB 200	-
Planta 19	HEB 200	-
Planta 18	HEB 200	-
Planta 17	HEB 200	-
Planta 16	HEB 200	-
Planta 15	HEB 200	-
Planta 14	HEB 200	-
Planta 13	HEB 200	Muro rígido de hormigón
Planta 12	HEB 200	Muro rígido de hormigón
Planta 11	HEB 200	Muro rígido de hormigón
Planta 10	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 09	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 08	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 07	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 06	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 05	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 04	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 03	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 02	HEB 400	Muro rígido de hormigón
Planta 01	HEB 400	Muro rígido de hormigón

FIG. 124. Resumen de elementos estructurales diagonales finales

Finalmente se ha modelado la estructura con la colaboración del hormigón en todos los pilares del edificio. Por otra parte, dado el gran aumento de rigidez que se adquiere con esta estructura, y la dificultad de anclar las cruces de San Andrés al hormigón, las cruces son sustituidas en por muros rígidos de hormigón en las 13 primeras plantas y se liberan de rigidización en las 13 últimas, como ya hace Mies en otros edificios de altura como Seagram Building.

- Tras modelizar la estructura con hormigón, los valores de desplome total se ven muy reducidos. A continuación se comprueban los nuevos valores de desplazamiento horizontal:

· Combinación ELS Característica: Viento

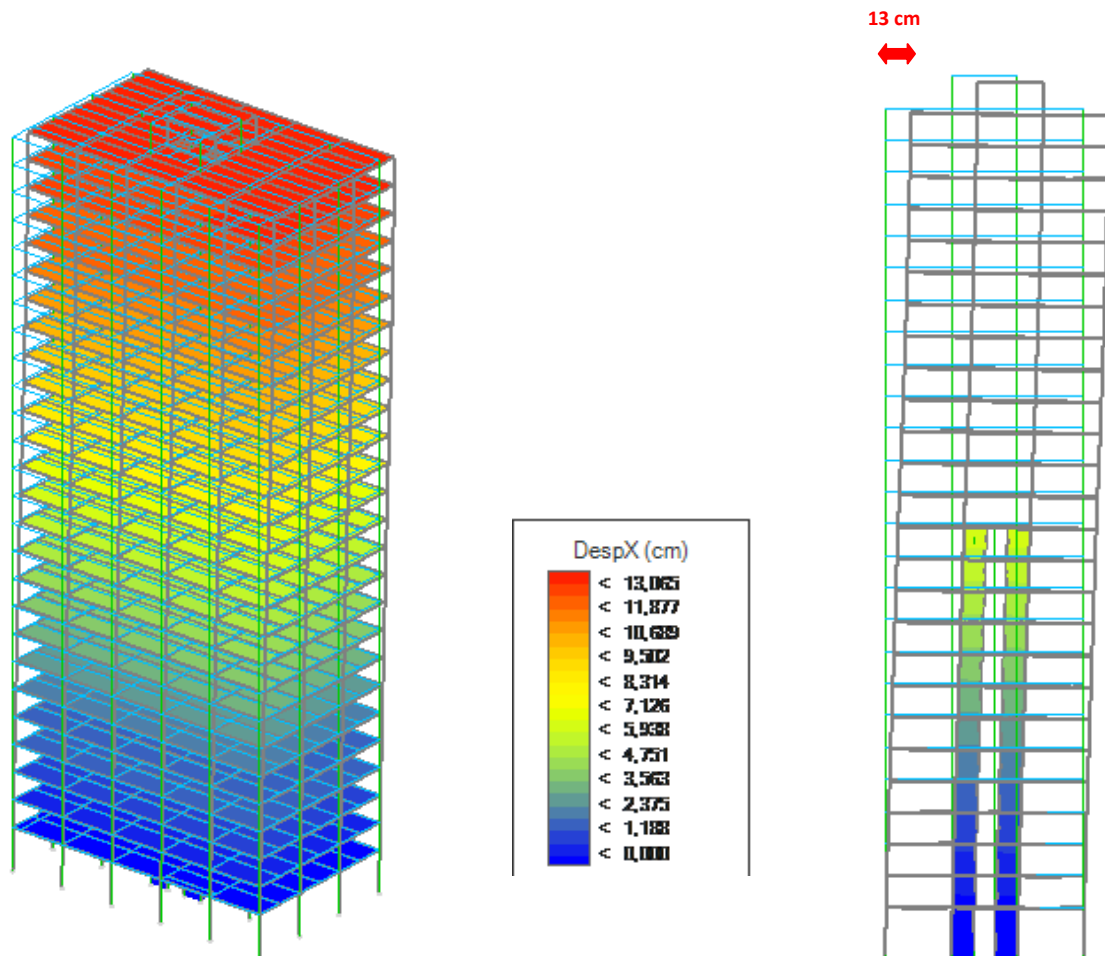


FIG. 125. Desplazamiento horizontal con combinación ELS Característica: Viento

El desplazamiento horizontal total máximo permitido por la normativa es $H/500$, siendo H la altura total del edificio. En nuestro caso, $8500/500 = 17 \text{ cm} > 13 \text{ cm}$, por lo que el modelo de cálculo final si cumple esta norma las limitaciones de desplazamiento global del CTE.

Finalmente se han comprobado los pilares de la plantas inferiores y todos cumplen las condiciones de resistencia.

6. CONCLUSIONES

Previamente al análisis estructural, se ha realizado una simplificación del modelo de cálculo, suprimiendo el sótano y considerando los pilares de planta baja empotrados, y sustituyendo las marquesinas y su cargas por una carga lineal en el elemento resistente que las sostiene. Dado que los dos puntos de unión entre las torres han desaparecido con la simplificación de modelo, solo se ha estudiado una torre. Entre las dos se ha elegido la que tiene más superficie de fachada con la dirección de viento desde el lago Michigan, que es la más desfavorable.

En este análisis se ha estudiado primero cuatro plantas representativas aisladamente y posteriormente el edificio en conjunto.

En las plantas aisladas se ha analizado primero las deformadas que se producen bajo cargas gravitatorias y de viento, así como el desplome local a nivel de cada planta. A continuación se han mostrado los diagramas de solicitaciones más representativos y, finalmente, se han comprobado si las vigas y pilares más desfavorables cumplían las condiciones de resistencia, pandeo y flecha. En los casos donde no se cumplían se han aumentado los perfiles hasta que los coeficientes fueran menor que 1.

En el análisis del edificio en conjunto también se han estudiado todo lo mencionado anteriormente, pero desde un punto de vista más global, representado el conjunto de deformaciones gravitatorias acumuladas en toda la estructura, el desplome total de la torre por los esfuerzos de viento, etc. Finalmente se ha resumido en tablas todos los elementos estructurales, especificando si cumple o no las condiciones.

En resumen, los resultados son satisfactorios para la totalidad de las vigas y cruces de San Andrés. Sin embargo, la sección metálica es insuficiente para los pilares de las plantas inferiores.

Por otra parte, las cruces de San Andrés, a pesar de cumplir a resistencia, no consiguen reducir el desplazamiento lateral por debajo del máximo permitido.

En consecuencia, se ha procedido a hacer un dimensionado de pilares que cuenten con la colaboración del hormigón, obteniendo como resultado pilares hormigón de 60cm x 60cm que recubren un perfil HEB 400 para las plantas con esfuerzos axiales más grandes, es decir, para las plantas inferiores.

Por último, las cruces de San Andrés se han sustituido por muros rígidos de hormigón en las trece primeras plantas por la dificultad de anclaje de las cruces con el hormigón. Las trece plantas restantes quedan libres de rigidizar, pues la estructura propia de hormigón del edificio más el núcleo de las 13 primeras plantas son capaces de controlar sobradamente el desplazamiento horizontal producido por las cargas de viento.

7. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES

- LIBROS:

BLASER, W. (1999). *Mies van der Rohe: Lake Shore Drive apartments, High-rise buildings*.
Basel: Birkhauser.

BLASER, W. (1991). Ludwig Mies van der Rohe. Barcelona: Gustavo Gili.

CARTER, P. (1974). *Mies van der Rohe at work*. London: Phaidon.

FRANZ, S. (1985). *Mies van der Rohe: A Critical Biography*. Chicago: University of
Chicago Press.

MIES VAN DER ROHE, L.; OECHSLIN, W.; LAMBERT, P.; GUIDI, G.; PARE, R.; WHITNEY
MUSEUM OF AMERICAN ART Y CANADIAN CENTRE FOR ARCHITECTURE
(2001). *Mies in America*. Montréal, New York: Harry N. Abrams : Hatje Cantz :
Canadian Centre of Architecture : Whitney Museum of American Art.

TRIGUEROS, L.; MARTINS BARATA, P.; SAFRAN Y.; MORAIS DE SOUSA, R.; HÜMPEL, T.
(2001). *Mies van der Rohe*. Barcelona: Gustavo Gili.

ZIMMERMAN, C. (2006). *Mies van der Rohe, 1886-1969: la estructura del espacio*. Koln:
Taschen.

- REVISTAS:

WESTERBECK, C. (1987). "Living In a Glass House" en *Chicago Magazine*, 2000-1982
issue, p. 154-157 y 200-203.

- MANUALES:

ARCHITRAVE. *Manual de usuario*. <<http://www.architrave.es/producto/manual/2011-1/>>
[Consulta: 8 de Junio de 2015].

- PAGINAS WEB:

ARCELOR MITTAL. *Gama de perfiles americanos.*

<<http://sections.arcelormittal.com/es/productos-y-servicios/gama-de-productos.html>>. [Consulta: 20 de Marzo de 2015].

ART INSTITUTE CHICAGO. *Mies van der Rohe Collections.*

<<http://www.artic.edu/aic/collections/artwork/artist/Mies+van+der+Rohe%2C+Ludwig>> [Consulta: 8 de Marzo de 2015].

DOMÍNGUEZ FERNÁNDEZ, S. Y MOLIST LÓPEZ, S. *Proyectos de Estructuras I.*

<<https://g3pe0809.wordpress.com/estructura-3/lake-shore-drive/>>
[Consulta: 26 de Febrero de 2015].

ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. *Mies van der Rohe Society.*

<<http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/>> [Consulta: 10 de febrero de 2015].

- DOCUMENTOS TÉCNICOS:

CHICAGO CODE. *13-52-280 Snow loads.* <<http://chicagocode.org/13-52-280/>>
[Consulta: 4 de Abril de 2015].

CHICAGO CODE. *13-52-300 General lateral loads.* <<http://chicagocode.org/13-52-300/>>
[Consulta: 4 de Abril de 2015].

CHICAGO CODE. *13-52-340 Earthquakes.* <<http://chicagocode.org/13-52-340/>>
[Consulta: 4 de Abril de 2015].

CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2009). *Documento Básico de Seguridad Estructural y Acciones en la edificación.* CTE DB SE-AE.

MINISTERIO DE FOMENTO (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación.* NCSE-02.

8. ÍNDICE DE IMÁGENES

FIG.01	Retrato de Mies van der Rohe ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. <i>Mies van der Rohe Society</i> . < http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/ > [Consulta: 10 de febrero de 2015].
FIG.02	Bloque de viviendas en Weissenhof ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. <i>Mies van der Rohe Society</i> . < http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/ > [Consulta: 10 de febrero de 2015].
FIG.03	Bloque de viviendas en Weissenhof ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. <i>Mies van der Rohe Society</i> . < http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/ > [Consulta: 10 de febrero de 2015].
FIG.04	Casa Farnsworth ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. <i>Mies van der Rohe Society</i> . < http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/ > [Consulta: 10 de febrero de 2015].
FIG.05	Edificio Seagram ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. <i>Mies van der Rohe Society</i> . < http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/ > [Consulta: 10 de febrero de 2015].
FIG.06	Crown Hall ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. <i>Mies van der Rohe Society</i> . < http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/ > [Consulta: 10 de febrero de 2015].
FIG.07	Galería Nacional ILLINOIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. <i>Mies van der Rohe Society</i> . < http://www.miessociety.org/legacy/projects/860-880-lake-shore-apartments/ > [Consulta: 10 de febrero de 2015].
FIG.08	Eje cronológico de la vida y trabajo de Mies van der Rohe Elaboración propia
FIG.09	Emplazamiento de los apartamentos Lake Shore Drive Microsoft Corporation. Bing Maps. < https://www.bing.com/maps/ > [Consulta 14 de febrero de 2015]
FIG.10	Marquesina de unión de las torres TRIGUEROS, L.; MARTINS BARATA, P.; SAFRAN Y.; MORAIS DE SOUSA, R.; HÜMPEL, T. (2001). <i>Mies van der Rohe</i> . Barcelona: Gustavo Gili.
FIG.11	Apartamentos Lake Shore Drive CARTER, P. (1974). <i>Mies van der Rohe at work</i> . London: Phaidon.
FIG.12	Módulo de fachada Elaboración propia
FIG.13	Fase de construcción BLASER, W. (1999). <i>Mies van der Rohe: Lake Shore Drive apartments, High-rise buildings</i> . Basel: Birkhauser.
FIG.14	Distribución de la planta Elaboración propia

FIG.15	Vista apartamento con cocina abierta TRIGUEROS, L.; MARTINS BARATA, P.; SAFRAN Y.; MORAIS DE SOUSA, R.; HÜMPEL, T. (2001). <i>Mies van der Rohe</i> . Barcelona: Gustavo Gili.
FIG.16	Vista apartamento con vistas al lago TRIGUEROS, L.; MARTINS BARATA, P.; SAFRAN Y.; MORAIS DE SOUSA, R.; HÜMPEL, T. (2001). <i>Mies van der Rohe</i> . Barcelona: Gustavo Gili.
FIG.17	Planta baja. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.18	Planta tipo. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.19	Planta de cubiertas. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.20	Planta de sótano. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.21	Alzado Sur. Escala 1:1000 Elaboración propia
FIG.22	Sección. Escala 1:1000 Elaboración propia
FIG.23	Vista general del conjunto CARTER, P. (1974). <i>Mies van der Rohe at work</i> . London: Phaidon.
FIG.24	Representación volumétrica Elaboración propia
FIG.25	Planta estructural del forjado tipo. Escala 1:200 Elaboración propia
FIG.26	Planta estructural del forjado de planta baja. Escala 1:400 Elaboración propia
FIG.27	Planta estructural del forjado de sótano. Escala 1:400 Elaboración propia
FIG.28	Sección de la estructura. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.29	Marquesina. Escala 1:150 DOMÍNGUEZ FERNÁNDEZ, S. Y MOLIST LÓPEZ, S. <i>Proyectos de Estructuras I</i> . < https://g3pe0809.wordpress.com/estructura-3/lake-shore-drive/ > [Consulta: 26 de Febrero de 2015].
FIG.30	Voladizo. Escala 1:150 DOMÍNGUEZ FERNÁNDEZ, S. Y MOLIST LÓPEZ, S. <i>Proyectos de Estructuras I</i> . < https://g3pe0809.wordpress.com/estructura-3/lake-shore-drive/ > [Consulta: 26 de Febrero de 2015].
FIG.31	Esquema del núcleo de rigidización Elaboración propia
FIG.32	Núcleo de comunicación vertical Elaboración propia
FIG.33	Detalle de cruz de San Andrés SANTIAGO MIÑO. <i>Construcciones II</i> . < http://construcciones2sm.blogspot.com.es/2010/10/cruz-de-san-andres.html > [Consulta: 17 de Marzo de 2015]
FIG.34	Detalle constructivo de las vigas de planta baja BLASER, W. (1991). <i>Ludwig Mies van der Rohe</i> . Barcelona: Gustavo Gili.

FIG.35	Extracto prontuario de perfiles laminados americanos Arcelor Mittal ARCELOR MITTAL. <i>Gama de perfiles americanos</i> . < http://sections.arcelormittal.com/es/productos-y-servicios/gama-de-productos.html >. [Consulta: 20 de Marzo de 2015].
FIG.36	Extracto prontuario de perfiles laminados europeos Arcelor Mittal ARCELOR MITTAL. <i>Gama de perfiles americanos</i> . < http://sections.arcelormittal.com/es/productos-y-servicios/gama-de-productos.html >. [Consulta: 20 de Marzo de 2015].
FIG.37	Detalle constructivo de pilar BLASER, W. (1991). Ludwig Mies van der Rohe. Barcelona: Gustavo Gili
FIG.38	Extracto prontuario de perfiles laminados americanos Arcelor Mittal ARCELOR MITTAL. <i>Gama de perfiles americanos</i> . < http://sections.arcelormittal.com/es/productos-y-servicios/gama-de-productos.html >. [Consulta: 20 de Marzo de 2015].
FIG.39	Extracto prontuario de perfiles laminados europeos Arcelor Mittal ARCELOR MITTAL. <i>Gama de perfiles americanos</i> . < http://sections.arcelormittal.com/es/productos-y-servicios/gama-de-productos.html >. [Consulta: 20 de Marzo de 2015].
FIG.40	Extracto prontuario de perfiles laminados americanos Arcelor Mittal ARCELOR MITTAL. <i>Gama de perfiles americanos</i> . < http://sections.arcelormittal.com/es/productos-y-servicios/gama-de-productos.html >. [Consulta: 20 de Marzo de 2015].
FIG.41	Extracto prontuario de perfiles laminados europeos Arcelor Mittal ARCELOR MITTAL. <i>Gama de perfiles americanos</i> . < http://sections.arcelormittal.com/es/productos-y-servicios/gama-de-productos.html >. [Consulta: 20 de Marzo de 2015].
FIG.42	Forjado mixto de chapa colaborante y hormigón INCOPERFIL. Inco 70.4 Colaborante. < http://www.incoperfil.com/cms/site_0001/descargas/Catalogo_Comercial_de_Forjado_Colaborante.pdf > [Consulta: 4 de Abril de 2015].
FIG.43	Perfil Inco 70.4 Colaborante INCOPERFIL. Inco 70.4 Colaborante. < http://www.incoperfil.com/cms/site_0001/descargas/Catalogo_Comercial_de_Forjado_Colaborante.pdf > [Consulta: 4 de Abril de 2015].
FIG.44	Peso propio del forjado colaborante INCOPERFIL. Inco 70.4 Colaborante. < http://www.incoperfil.com/cms/site_0001/descargas/Catalogo_Comercial_de_Forjado_Colaborante.pdf > [Consulta: 4 de Abril de 2015].
FIG.45	Carramiento muro cortina BLASER, W. (1991). Ludwig Mies van der Rohe. Barcelona: Gustavo Gili.
FIG.46	Tabiquería interior CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2009). <i>Documento Básico de Seguridad Estructural y Acciones en la edificación</i> . CTE DB SE-AE.
FIG.47	Tabiquería separación viviendas CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2009). <i>Documento Básico de Seguridad Estructural y Acciones en la edificación</i> . CTE DB SE-AE.
FIG.48	Acciones permanentes en forjado de cubierta. Escala 1:250 Elaboración propia

FIG.49	Acciones permanentes en forjado tipo. Escala 1:250 Elaboración propia
FIG.50	Acciones permanentes en forjado de planta baja. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.51	Acciones permanentes en forjado de sótano -1. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.52	Acciones permanentes en forjado de sótano -2. Escala 1:500 Elaboración propia
FIG.53	Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado de cubierta. E 1:250 Elaboración propia
FIG.54	Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado tipo. E 1:250 Elaboración propia
FIG.55	Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado planta baja. E 1:500 Elaboración propia
FIG.56	Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado sótano -1. E 1:500 Elaboración propia
FIG.57	Acciones variables: Sobrecarga de uso en forjado sótano -2. E 1:500 Elaboración propia
FIG.58	Acciones variables: Carga de nieve en cubierta. Escala 1:250 Elaboración propia
FIG.59	Tabla D.2. Coeficientes para tipo de entorno CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2009). <i>Documento Básico de Seguridad Estructural y Acciones en la edificación</i> . CTE DB SE-AE.
FIG.60	Esquema de los tramos agrupados Elaboración propia
FIG.61	Coeficientes de exposición Elaboración propia
FIG.62	Tabla 3.5. coeficiente eólico en edificios de pisos CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2009). <i>Documento Básico de Seguridad Estructural y Acciones en la edificación</i> . CTE DB SE-AE.
FIG.63	Esquemas de las cargas de viento en las fachada Elaboración propia
FIG.64	Cargas de viento de presión y succión en las fachadas Elaboración propia
FIG.65	Cargas de viento de presión y succión aplicadas en las vigas Elaboración propia
FIG.66	Tabla 3.1. Valores del coeficiente de respuesta β MINISTERIO DE FOMENTO (2009). <i>Norma de Construcción Sísmorresistente: Parte general y edificación</i> . NCSE-02.
FIG.67	Fuerza sísmica estática equivalente en el Modo 1 Elaboración propia
FIG.68	Fuerza sísmica estática equivalente en el Modo 2 Elaboración propia
FIG.69	Fuerza sísmica estática equivalente en el Modo 3 Elaboración propia
FIG.70	Fuerza sísmica estática equivalente final Elaboración propia

FIG.71	Esquema de planta baja y marquesinas Elaboración propia
FIG.72	Propiedades de las relajaciones Elaboración propia
FIG.73	Modelo original del edificio completo Elaboración propia
FIG.74	Modelo simplificado del edificio completo Elaboración propia
FIG.75	Modelo de cálculo de la planta tipo Elaboración propia
FIG.76	Modelo de cálculo de la planta baja Elaboración propia
FIG.77	Modelo de cálculo de la planta de cubiertas Elaboración propia
FIG.78	Modelo de cálculo de la planta tipo I Elaboración propia
FIG.79	Deformación en planta tipo I con combinación ELS Característica Gravitatoria Uso Elaboración propia
FIG.80	Deformación y desplazamiento horizontal en planta tipo I con combinación ELS Característica Viento Elaboración propia
FIG.81	Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiles en pilares en la planta tipo I Elaboración propia
FIG.82	Momentos flectores M_x y M_y en el forjado de planta tipo I Elaboración propia
FIG.83	Peritaje de la viga más desfavorable en la planta tipo I Elaboración propia
FIG.84	Peritaje del pilar más desfavorable en la planta tipo I Elaboración propia
FIG.85	Modelo de cálculo de la planta baja Elaboración propia
FIG.86	Deformación en planta baja con combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso Elaboración propia
FIG.87	Deformación y desplazamiento horizontal en planta baja con combinación ELS Característica: Viento Elaboración propia
FIG.88	Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiles en planta baja Elaboración propia
FIG.89	Momentos flectores M_x y M_y en el forjado de planta baja Elaboración propia
FIG.90	Peritaje de la viga más desfavorable en la planta baja Elaboración propia
FIG.91	Peritaje del pilar más desfavorable en la planta baja Elaboración propia
FIG.92	Modelo de cálculo de la planta tipo II Elaboración propia
FIG.93	Deformación en planta tipo II con combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso Elaboración propia

FIG.94	Deformación y desplazamiento horizontal en planta tipo II con combinación ELS Característica: Viento Elaboración propia
FIG.95	Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiles en planta tipo II Elaboración propia
FIG.96	Momentos flectores M_x y M_y en el forjado de planta tipo II Elaboración propia
FIG.97	Peritaje de la viga más desfavorable en la planta tipo II Elaboración propia
FIG.98	Peritaje del pilar más desfavorable en la planta tipo II Elaboración propia
FIG.99	Modelo de cálculo de la planta de cubiertas Elaboración propia
FIG.100	Deformación en planta de cubiertas con combinación ELS Característica: Gravitatoria Nieve Elaboración propia
FIG.101	Deformación y desplazamiento horizontal en planta de cubiertas con combinación ELS Característica: Viento Elaboración propia
FIG.102	Diagramas de momentos flectores en vigas y esfuerzos axiles en pilares en planta de cubiertas Elaboración propia
FIG.103	Momentos flectores M_x y M_y en el forjado de planta de cubiertas Elaboración propia
FIG.104	Peritaje de la viga más desfavorable en la planta de cubiertas Elaboración propia
FIG.105	Peritaje del pilar más desfavorable en planta de cubiertas Elaboración propia
FIG.106	Modelo de cálculo de la torre Elaboración propia
FIG.107	Deformación con combinación ELS Característica: Gravitatoria Uso Elaboración propia
FIG.108	Deformación vertical con ELS Elaboración propia
FIG.109	Deformación horizontal con combinación ELS Característica: Viento Elaboración propia
FIG.110	Deformación sin rigidizar del núcleo Elaboración propia
FIG.111	Desplazamiento horizontal con combinación ELS Característica: Viento Elaboración propia
FIG.112	Diagramas de esfuerzos axiles en pilares Elaboración propia
FIG.113	Diagramas de momentos flectores en vigas Elaboración propia
FIG.114	Diagramas de momentos flectores M_x en forjados Elaboración propia
FIG.115	Diagramas de momentos flectores M_y en forjados Elaboración propia
FIG.116	Resumen de elementos estructurales horizontales Elaboración propia

FIG.117	Resumen de elementos estructurales verticales Elaboración propia
FIG.118	Resumen de elementos estructurales diagonales Elaboración propia
FIG.119	Desplazamiento horizontal con combinación ELS Viento Elaboración propia
FIG.120	Detalle original del pilar BLASER, W. (1991). Ludwig Mies van der Rohe. Barcelona: Gustavo Gili
FIG.121	Detalle final del pilar Elaboración propia
FIG.122	Resumen de elementos estructurales horizontales finales Elaboración propia
FIG.123	Resumen de elementos estructurales verticales finales Elaboración propia
FIG.124	Resumen de elementos estructurales diagonales finales Elaboración propia
FIG.125	Desplazamiento horizontal con combinación ELS Viento Elaboración propia